

- 1952
- 1960
- 1962
- 1976
- 1978
- 1986
- 1987
- 1991
- 1993
- 2005
- 2009
- 2011
- 2014

En el pasado liderando la *creatividad*, y hoy descubriendo el *futuro*

<p>FIX Z XTREM Fijación perno de expansión por atornillado para aplicaciones críticas</p>	<p>EPCON C8 XTREM Fijación química epoxi puro para varilla roscada y barra corrugada</p>	<p>TAPCON XTREM Fijación de alto rendimiento y versatilidad, adecuado para hormigón fisurado y amplia gama de cabezas</p>
<p>TRIGA Z XTREM Fijación con camisa de refuerzo de alto rendimiento</p>	<p>B-LONG XTREM Fijación plástica universal con test sísmico</p>	

XTREM
Certificado sísmica C1 y C2
www.spitxtrem.com

H/A

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de **ACHE** ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Enero-Abril 2018 | volumen 69 - número 284



www.elsevierciencia.com/hya Nueva sede del Banco Popular en Madrid | España

RFEM 5

Software de análisis estructural MEF

**Potente,
funcional
e intuitivo**

Oferta Especial
Solicite su pequeño
descuento indicando
"lector ACHE"

- Análisis no lineal
- Acero
- Hormigón
- Madera
- Aluminio
- Contralaminado CLT
- Vidrio
- Tensoestructuras
- Análisis dinámico
- Integración BIM

DESCARGA VERSION
PURAMENTE FUNCIONAL
90 DÍAS



Software de análisis y
dimensionamiento de estructuras

www.dlubal.com

Dlubal Software ES • Tel.: 911 438 160 • info@dlubal.com

HILTI

PROFIS ENGINEERING.

El diseño de anclajes
entra en una nueva era.



Novedades.

- Disponible para trabajar en entorno BIM.
- Módulos individuales de diseño de soluciones completas (barandillas, placas de anclaje (próximamente)).
- Facilita el trabajo colaborativo entre los diferentes agentes del proyecto.



Más información
en www.hilti.es

Camino Fuente de La Mora, 1 | 3ª Planta | 28050 Madrid
www.hilti.es





Foto de portada: Nueva sede del Banco Popular en Madrid | España

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Gonzalo Ruiz López (ETSI CAMINOS, C. y P. - UCLM, Ciudad Real)*

Subdirector:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

Secretario:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Jorge Aparicio García (INGETURARTE, Madrid)

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)

Ángel Arteaga Iriarte (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (DRAGADOS, Madrid)*

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

Héctor Cifuentes Bulté (ETS INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE SEVILLA, Sevilla)*

Antoni Cladera Bohigas (UNIVERSIDAD DE LAS ISLAS BALEARES, Palma)

David Fernández Montes (ETS INGENIERÍA CIVIL - UPM, Madrid)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

Dorys C. González Cabrera (EPS - UBU, Burgos)*

Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS, C. y P. - UPV, Valencia)

Luis M^o Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)

Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, Madrid)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

El Consejo Editorial de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El Comité de Redacción se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del Consejo Asesor Científico es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional. Una descripción más amplia puede consultarse en www.e-ache.com

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigón y Acero* está indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/ Web of Science (ESCI/WoS) – ScienceDirect - ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex - Pascal

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM, México)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

Paulo J. S. Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO, Guimarães, Portugal)

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, Chennai, India)

Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Paulo R. L. Helene (UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, Brasil)

José Antonio Lombard Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Mari Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

Carlos A. Prato (UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, Argentina)

António Reis (IST - UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Portugal)

Jesús Rodríguez Santiago (ETS DE ARQUITECTURA, UPM, Madrid)

José Manuel Roeset (TEXAS A&M UNIVERSITY, EE.UU.)

Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

Mike Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER, Stuttgart, Alemania)

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

José M^a de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE



ETSI CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - www.e-ache.com

© 2018 ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Todos los derechos reservados. El contenido de la presente publicación no puede ser reproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de recuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la previa autorización por escrito del titular de los derechos de explotación de la misma.

ELSEVIER España, a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales.

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede ser realizada con la autorización de sus titulares, salvo excepción prevista por la ley. Diríjase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra.

Ni Elsevier ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural, ACHE tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.



Avda. Josep Tarradellas, 20-30, 1.^o
08029 Barcelona (España)

Zurbano, 76, 4^o Izq.
28010 Madrid (España)

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.elsevierciencia.com/hya

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

Protección de datos: Elsevier España, S.L.U. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente

Elsevier España, S.L.U. Travesera de Gracia, 17-21, 08021 Barcelona (España)

Teléfono: 902888740

Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Depósito legal: B-8709-2014

Enero-Abril 2018 | volumen 69 - número 284

January-April 2017 | volume 69 - number 284

SUMARIO | CONTENTS

Nueva sede del Banco Popular en Madrid <i>Banco Popular new headquarters building in Madrid</i> Ángel Vidal Vacas, Álvaro Serrano Corral	1
Diseño y construcción del puente Frank Gehry. Primer acceso a la nueva isla de Zorrotzaurre en Bilbao <i>Design and construction of Frank Gehry Bridge. First access to the new Island of Zorrotzaurre in Bilbao</i> Pablo Alfonso Domínguez, Guillermo Capellán Miguel, Héctor Beade Pereda, Marianela García Pérez, Alejandro Godoy Ansótegui, Jorge López Tamames, Víctor José García Martín	27
Detección de daño en vigas de hormigón pretensado mediante el método de curvatura de la elástica <i>Damage detection of prestressed concrete beams by the method of curvature of the elastic</i> Germán D. Ercolani, Néstor F. Ortega, Daniel H. Felix	39
Dificultades en el planteamiento del refuerzo de pilares de hormigón armado <i>Challenges in the approach to strengthening reinforced concrete columns</i> Enrique Calderón Bello, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma	49
Empuje con doble curvatura, planta y alzado, en viaducto de línea de alta velocidad Orense-Monforte-Lugo, Variante de San Julián <i>Incremental-launched viaduct with double curvature, plan and elevation, in high speed line - Lugo-Monforte-Orense, San Julián Variant</i> Carlos J. Bajo Pavía, Marta Pérez Escacho, Juan Sevillano Gacho	59
Hormigón autocompactante con fibras para premoldeados <i>Fibre reinforced self-compacting concrete for precast</i> Gemma Rodríguez de Sensale, Luis Segura-Castillo, Iliana Rodríguez Viacava, Rosana Rolfi Netto, Darío Miguez Passada, María Esther Fernández Iglesias	69
El <i>Elogio del horizonte</i> de Chillida, un encuentro entre ciencia y arte <i>Chillida's Praise of the horizon; an encounter between science and art</i> Deborah García Bello, Moisés Canle	77
New opportunities for the conceptual design of material-efficient antifunicular structures <i>Nuevas posibilidades acerca del diseño conceptual de estructuras antifuniculares eficientes</i> Leonardo Todisco, Hugo Corres	83

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

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)



SMARTER, SAFER, STRONGER

ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P. 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)



ARENAS & ASOCIADOS,
INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER



ACE
ASOCIACIÓN DE CONSULTORES DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici TILlers
08034 - BARCELONA



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.

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



CEDEX (Laboratorio Central)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID



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



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



DRAGADOS, S.A.
Avda. Camino de Sanlago, 50
28050 MADRID



EDARTEC CONSULTORES
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3
41297 MAIRENA DE ALJARAFE (SEVILLA)



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



EUROCONSULT
Avda. Camino de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)



FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Avda. Camino de Santiago 40
28050 MADRID



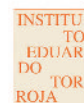
FLORENTINO REGALADO & ASOCIADOS
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L.
C/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



ARUP
OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alcalá, 54 - 1º dcha.
28014 MADRID



GRUPO PUENTES
PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)



RÚBRICA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.L.
Avda. Hermanos Bou, 246
12003 CASTELLÓN



TECNALIA
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIÓ (VIZCAYA)

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

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:



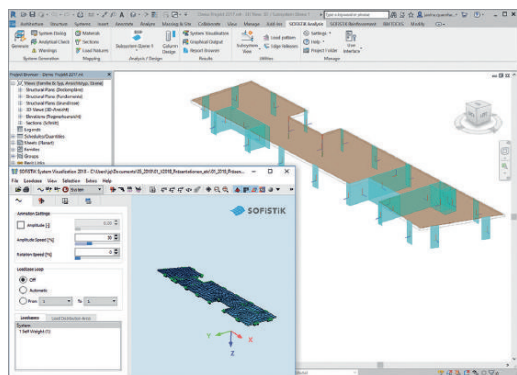
Nueva versión
2018



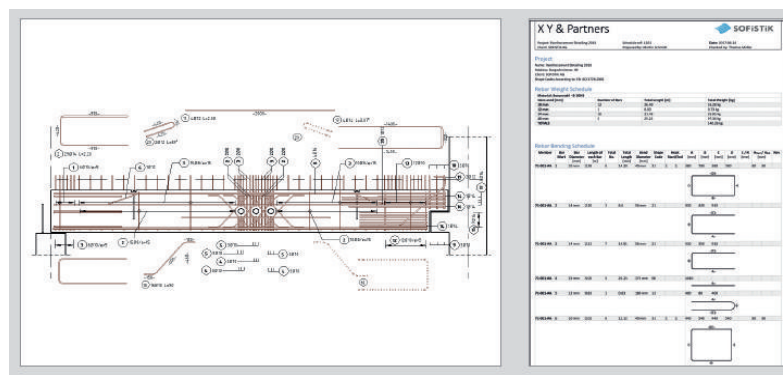
más info



BIM para edificación



BIM para construcción



BIM para obra civil



SOFISTiK Infrastructure Extension "SiX" (versión beta gratuita)

- Crea los modelos de puentes Revit 3D a partir de modelos de SOFiSTiK: superestructura, muelles, tendones...
- Crea familias de perfiles para el Modelo 3D.
- Extruye los perfiles a lo largo del eje del puente.
- Crea rejillas, vistas de secciones y símbolos en puntos clave.
- Crea tendones, parapetos o barandillas.

POSTESADO EDIFICACIÓN

- Asistencia técnica en diseño;
- Suministro y ejecución del postesado.

www.freyssinet.es



FREYSSINET

Trabajar juntos para que sus proyectos sean un éxito

NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR

- 50.000 m² de forjados postesados
- 163 t de acero activo
- 45.000 m de vaina instalada
- 2780 anclajes suministrados



Nueva sede del Banco Popular en Madrid

Banco Popular new headquarters building in Madrid

Ángel Vidal Vacas* y Álvaro Serrano Corral

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, MC2 Estudio de Ingeniería, S.L., Madrid, España

Recibido el 8 de febrero de 2017; aceptado el 27 de junio de 2017

Disponible en Internet el 18 de octubre de 2017

Resumen

La construcción de la nueva sede del Banco Popular en Madrid se ha desarrollado en dos fases. Una primera en la que se proyectó y construyó el nuevo edificio para el Centro de Proceso de Datos, junto a la autopista A-2 en Madrid, entrando en uso en enero de 2013. La segunda fase actualmente tiene ejecutada la totalidad de la estructura y está prevista su finalización completa en junio de 2017. Esta segunda fase, con una superficie construida de 125.000 m², incorpora una gran variedad de soluciones estructurales a un proyecto arquitectónico singular y de gran valor representativo. El artículo se centra fundamentalmente en la descripción de esta segunda fase.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Pantallas perimetrales; Núcleo; Losa postesada; Estructuras mixtas

Abstract

The construction of the Banco Popular new headquarters has been developed in two phases. In the first phase, the new Data Processing Centre building was designed and built next to A-2 motorway in Madrid, and came into use in January 2013. The second phase of the building's structure is now finished and it is planned to be fully completed in June 2017. This second phase, with a constructed area of 125,000 m², incorporates a great variety of structural solutions into a unique architectural project of great representative value. The article will focus mainly on this second phase.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Retaining walls; Concrete core; Pre-stressed concrete slab; Composite structures

1. Antecedentes

En el mes de octubre de 2008 el Banco Popular convocó un concurso para el proyecto de su nueva sede en Madrid, a desarrollar en dos parcelas separadas, situadas a ambos lados de la autopista A-2 en su salida de Madrid. La primera parcela, situada en la calle Abelias, en el margen norte de la autopista, albergaría en un único edificio el nuevo Centro de Proceso de Datos (CPD) del banco y oficinas. La segunda fase se desarrollaría en la parcela resultante de la unión de aquella en la que se situaban el antiguo CPD del Banco Popular, en el margen sur de

la autopista, y la parcela contigua, recientemente adquirida por el banco, donde se encontraban los antiguos talleres de rotativas del diario ABC, en la calle Juan Ignacio Luca de Tena (fig. 1).

El edificio del anterior CPD del Banco Popular (fig. 2, 1981), proyecto del arquitecto D. Eleuterio Población (autor entre otras obras del edificio «Beatriz» (1968), sede central del Banco Popular desde 1976, situado en la calle Ortega y Gasset de Madrid), ha sido demolido previamente al comienzo de las obras, así como las naves de la rotativas del vecino diario ABC.

De los siete equipos que se presentaron al concurso resultó ganador el dirigido por el estudio madrileño Arquitectos Ayala, del que MC2 Estudio de Ingeniería formó parte para el desarrollo del proyecto de estructuras y la posterior asistencia técnica de estructuras a la dirección de obra.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: angel.vidal@mc2.es (Á. Vidal Vacas).

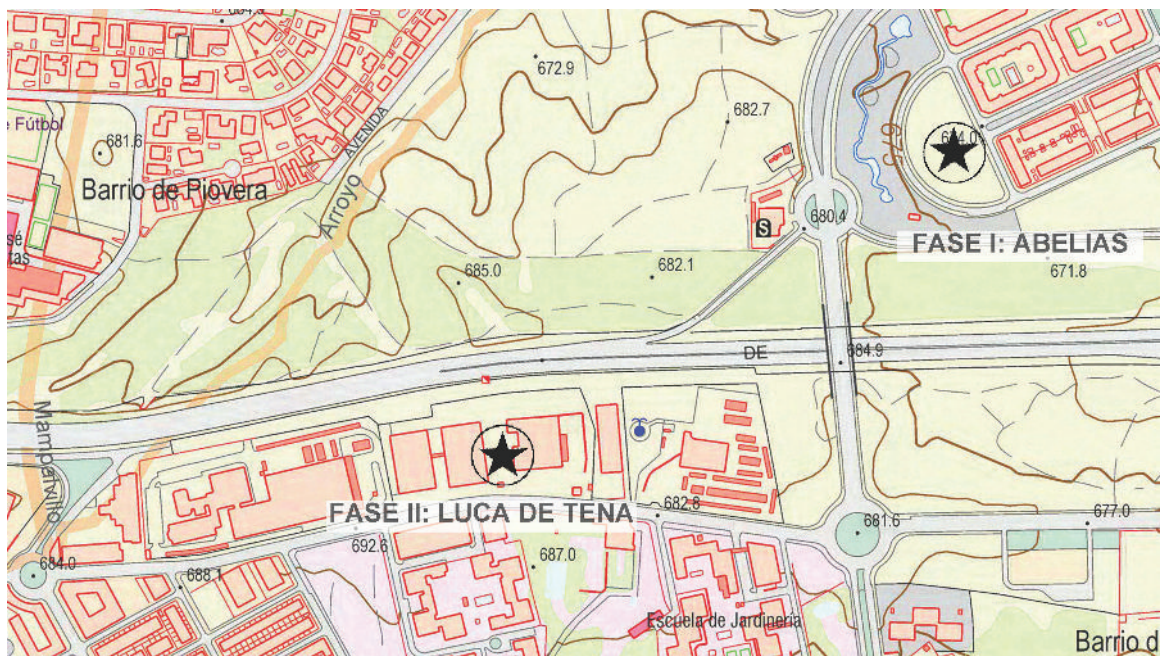


Figura 1. Localización del desarrollo de la nueva sede.



Figura 2. Antiguo Centro de Proceso de Datos del Banco Popular, en la calle Juan Ignacio Luca de Tena. E. Población (1981).



Figura 3. Edificio del nuevo Centro de Proceso de Datos en la calle Abelias (fase I) [1].

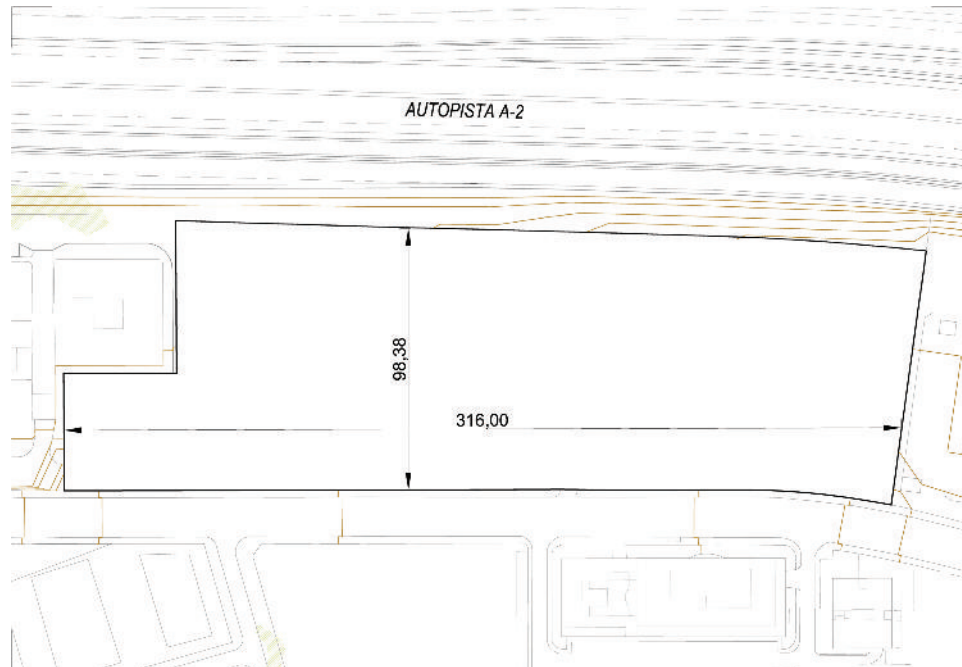


Figura 4. Planta general de parcela.

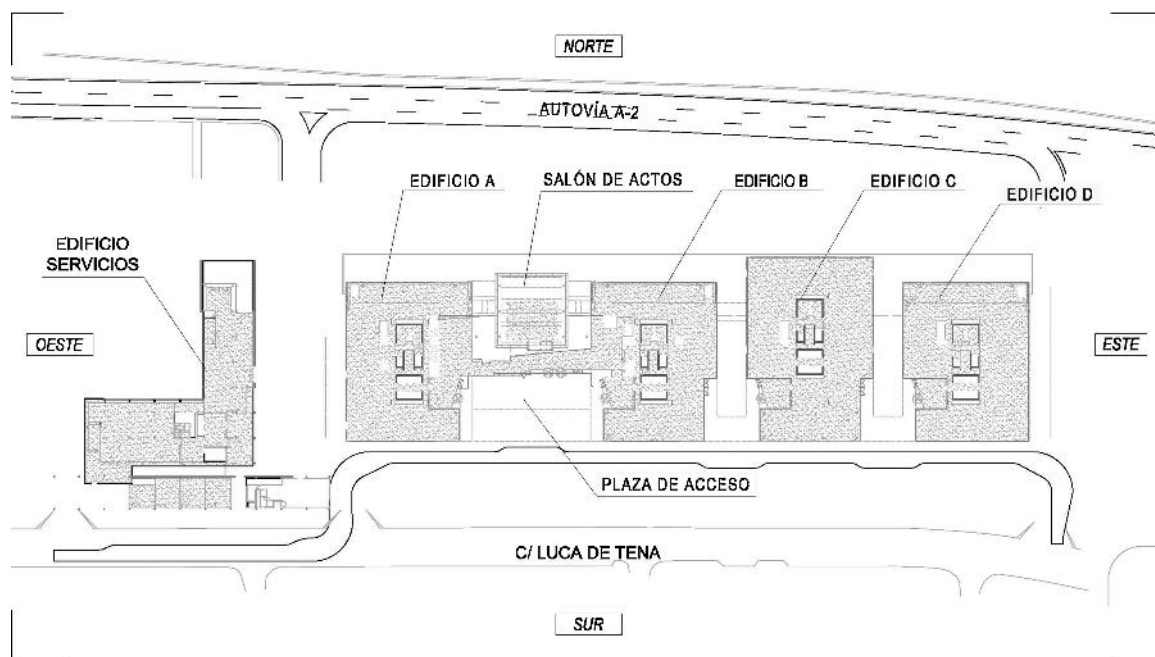


Figura 5. Planta general de la sede.

La ejecución de la primera fase (fig. 3) se realiza entre enero de 2010 y diciembre de 2012 [1], continuándose simultáneamente con el desarrollo del proyecto de la segunda fase. Durante el verano de 2013 da comienzo la ejecución de las primeras pantallas perimetrales en la parcela de la fase 2, quedando los elementos principales de la estructura concluidos en septiembre de 2015. La finalización de las obras y la puesta en servicio del edificio se realizará en junio de 2017.

2. Planteamiento arquitectónico

Una característica significativa del desarrollo del proyecto, que determina el diseño de las soluciones arquitectónicas y estructurales, es el fluido trabajo conjunto de los equipos de arquitectura y estructura desde el comienzo del proyecto y hasta el desarrollo de los últimos detalles. Partiendo de la base del concepto arquitectónico seleccionado por la propiedad,

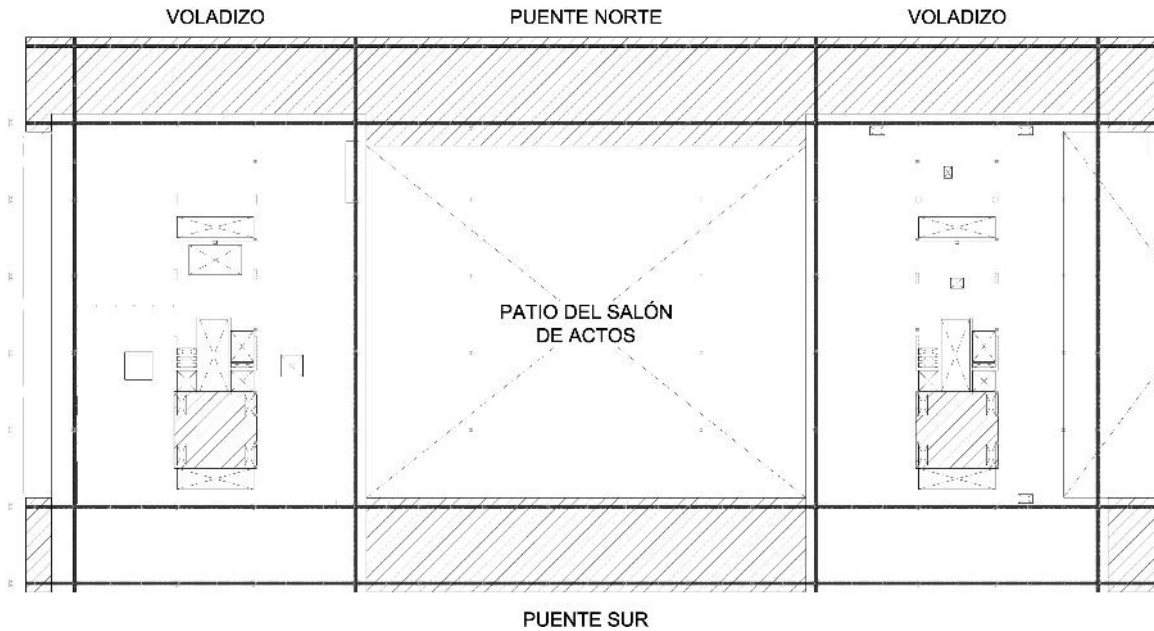


Figura 6. Nivel de planta «presidencial» (cuarta). Mitad oeste. Las áreas tramadas corresponden a la superficie de forjados de planta cuarta y quinta colgados de la estructura de cubierta.

se desarrollan conjuntamente diseños particulares que integran requerimientos arquitectónicos, funcionales, estructurales y constructivos.

2.1. Base conceptual arquitectónica del planteamiento del edificio

La parcela tiene forma rectangular, con su lado mayor, de unos 315 m de longitud, paralelo a la autopista A2. La dimensión perpendicular es de unos 96 m, que se escalonan en el borde noroeste contiguo al edificio actual de la redacción y sede del diario ABC, al oeste de la parcela (fig. 4).

La disposición de la sede se forma, por tanto, en torno de un gran rectángulo edificado que se divide en cuatro módulos o bloques (A-D) que recogen el cuerpo principal del espacio dedicado a oficinas. En el extremo oeste aparece un edificio de configuración diferenciada destinado a albergar servicios varios para el complejo, y de acceso público: centro comercial, sucursales, etc. (fig. 5).

Entre los bloques se abren patios que permiten la entrada de luz natural a la práctica totalidad de la superficie de las plantas, disponiéndose en el centro de cada uno de estos bloques el núcleo de comunicaciones con escaleras y ascensores.

El bloque C avanza hacia la autopista A-2, mientras que el bloque A se separa hacia el oeste ampliando el espacio entre bloques hasta convertirlo en una gran plaza de acceso que recibe a los visitantes y empleados, acogiéndolos en un entorno protegido por las fachadas transparentes de los edificios a los lados, un juego de niveles descendentes en la planta del forjado y la zona del salón de actos, en frente y recubierta también de vidrio transparente (fig. 6).

Los bloques tienen cinco niveles sobre la rasante de la calle Juan Ignacio Luca de Tena, situándose en la planta cuarta el

área presidencial, que al igual que la planta quinta de cubierta se extiende conectando entre sí los cuatro bloques en los frentes de fachada (fig. 7). De este modo se formalizan grandes voladizos y «puentes» entre bloques en estos niveles cuarto y quinto, cuya composición estructural debe integrar además el apoyo de máquinas y pantallas antirruído en la planta cubierta.

Las unidades tipológicas que se plantean en la cubierta son:

- Entre los bloques A y B son necesarios sendos «puentes» que los comuniquen tanto en la fachada norte como la fachada sur. La distancia entre apoyos es de 46,80 m.
- Hacia la autopista A-2 avanzan las plantas cuarta y quinta en voladizo de 7,80 m de luz, a excepción del bloque C, que al estar retranqueado forma los voladizos en dirección sur.
- El resto de bloques quedan unidos entre sí por medio de puentes de menor longitud, con distancias entre apoyos de 9,50 m.

La geometría de cada uno de los bloques se construye a partir de módulos de 7,80 m en dirección norte-sur, que determina la cuadrícula de soportes. En dirección este-oeste la primera luz más próxima a la cara de los núcleos es de 10,40 m, mientras que el segundo vano es de 6,50 m (fig. 8). No obstante, esta última línea de apoyos se dispone por fuera de la fachada, de manera que debe existir un elemento estructural de conexión que atraviese la fachada. Los soportes exteriores son metálicos y sirven también como soporte de la estructura metálica exterior de las escaleras de evacuación contra incendios.

Bajo la rasante de la calle Juan Ignacio Luca de Tena se encuentran cuatro sótanos que ocupan toda la parcela. La planta

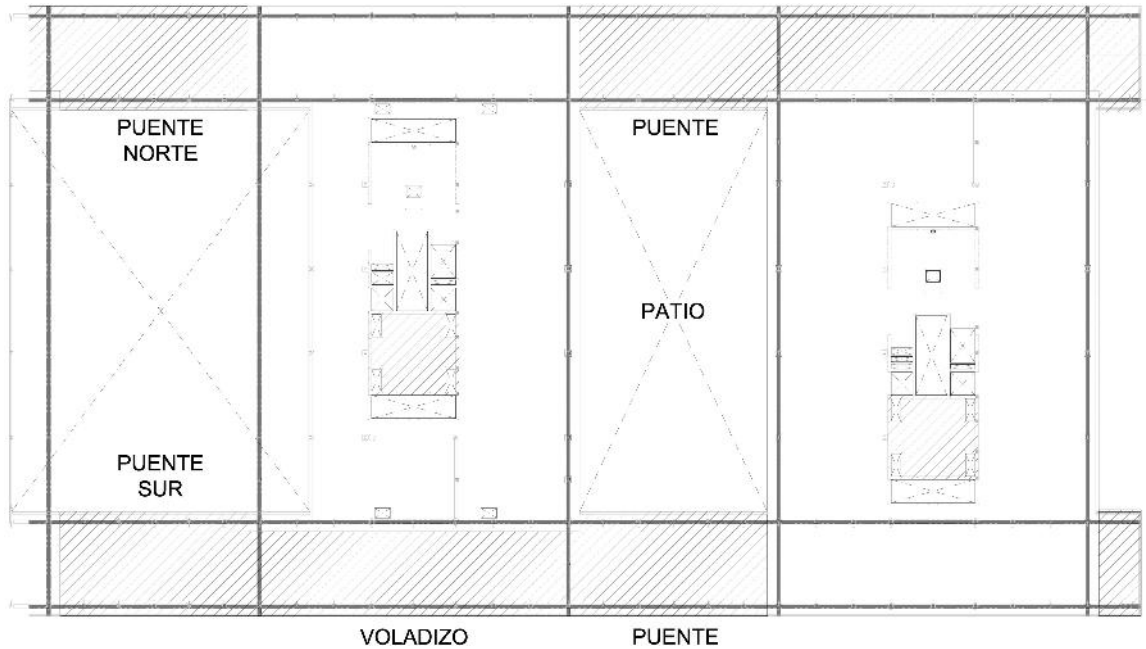


Figura 7. Nivel de planta presidencial (cuarta). Mitad este. Las áreas tramadas corresponden a la superficie de forjados de planta cuarta y quinta colgados de la estructura de cubierta.

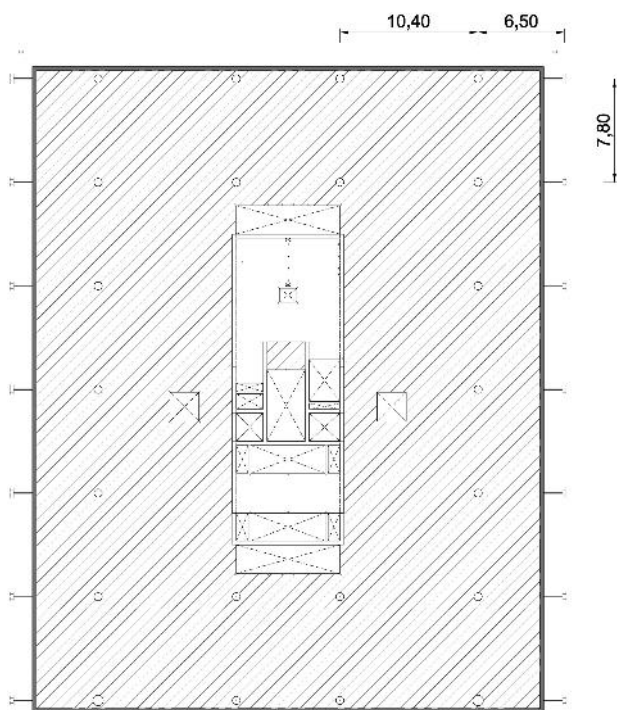


Figura 8. Planta tipo de bloque de oficinas. Bloque C.

S01 se extiende parcialmente hasta la cara de los núcleos de los bloques, mientras que la planta S02 avanza desde Luca de Tena hasta el extremo opuesto de la parcela, en la fachada de la autopista A-2, línea que alcanza a nivel de la rasante del terreno natural. Se puede por tanto decir que son dos (y no cuatro, como en Luca de Tena) las plantas bajo la rasante del terreno en la fachada de la autopista A2.

2.2. Resumen de parámetros arquitectónicos de mayor influencia en la estructura

El planteamiento arquitectónico del conjunto, las condiciones geométricas del entorno y los requerimientos funcionales fijan los parámetros que condicionan el desarrollo de la estructura. Los principales son:

- Contención perimetral que debe integrar parte de los muros existentes de los edificios anteriores.
- Descompensación de empujes (dos niveles) entre la calle Juan Ignacio Luca de Tena y la autopista A-2.
- Longitud total de forjados continuos bajo rasante en torno a 300 m.
- El módulo arquitectónico para oficinas sobre rasante debe adaptarse al impuesto por las plazas y calles de aparcamiento bajo rasante. Esto supone apeos de los soportes que descienden desde las zonas de oficinas, apeos a su vez condicionados por gálibos estrictos. Por la misma razón se presentan apeos de partes de muros de hormigón de los núcleos de comunicaciones.
- La zona del salón de actos presenta algún elemento singular, con una grada en voladizo de fondo plano visto y 9,60 m de vuelo, y soportes esbeltos para apoyo de la cubierta.
- Importante estructura de cubierta, con vanos próximos a los 50 m de luz y voladizos de 7,8 m, con apoyos sobre soportes de que conducen cargas de hasta 37,000 kN hasta la cimentación.
- Estructura metálica exterior que recoge las escaleras de evacuación contra incendios y los soportes perimetrales de los bloques, debiendo coordinarse el apoyo a través de la fachada.

En el caso de la estructura de la cubierta, los condicionantes son:



Figura 9. Vista general de la cubierta (mayo 2016).

- La planta cuarta, o de «presidencia», se debe mantener lo más diáfana posible y conservar la distribución de elementos verticales situados debajo de ella (fig. 9). Es por esto que el cuerpo principal de la estructura debe encontrarse por encima de la losa de cubierta. La planta cuarta se descuelga por medio de tirantes que siguen el módulo geométrico de los soportes, dejando la planta en condiciones de circulación equivalentes al resto de plantas de oficinas independientemente de que se encuentren voladas o no. Es recomendable, por tanto, reducir peso en la planta para optimizar la estructura.
- Sobre la cubierta se sitúan las instalaciones principales del edificio, con grupos electrógenos, enfriadoras, etc., además de la formación de cubierta (impermeabilización, aislamiento, pendienteado, etc.). La estructura debe, por tanto, prever las cargas y la colocación de estas máquinas y el trazado de conducciones.
- La intersección entre voladizos y «puentes» hace que estos últimos presenten uno de los apoyos de cada extremo, el que se recibe en voladizo, más flexible que el apoyo que es directamente recibido por un soporte. Esto supone tener que compensar los movimientos relativos con ajustes de contraflechas en la fabricación de la estructura.
- Los soportes de apoyo reciben cargas diferentes según reciben voladizos, puentes o ambos a la vez. En el primer caso, la carga de diseño de referencia en cada apoyo es 14,000 kN; en el segundo, 10,000 kN, mientras que en el caso de recibir el apoyo la carga de un puente grande y un voladizo, la carga de referencia es de 27.000 kN (valor de diseño).
- Al situarse por encima de la cubierta, la estructura de la misma se encuentra fuera de la envolvente del edificio y, por tanto, sometida a cambios térmicos por el ambiente exterior.

En cierta medida la estructura de cubierta sigue el esquema general de la cubierta diseñada para el edificio del Centro de Proceso de Datos (CPD) (fig. 10) [1], si bien en una escala mayor tanto en luces de puentes (26 m frente a 50 m) como en longitud total. En esta segunda fase las celosías de cubierta se diseñan vistas, y por tanto sometidas al soleamiento, a diferencia de la fase I del proyecto de ejecución del CPD, donde quedaban ocultas por cerramientos.

Algunas referencias arquitectónicas que se podrían citar acerca de edificios singulares con esquemas estructurales similares (grandes vuelos o puentes a resolver con entramados metálicos o mixtos) son el edificio para la sede de Gas Natural en Barcelona (fig. 10), los teatros de Canal en Madrid [2], etc.

3. Soluciones estructurales

3.1. Contención perimetral

3.1.1. Descripción general

El perímetro contenido tiene una longitud de 810 m, con vaciados de entre 15,20 m (calle Juan Ignacio Luca de Tena) y 7,90 m de profundidad (lado A-2).

En la parcela aparecen niveles estables de agua a cotas muy diferentes según el sondeo. De esta manera, en la zona este del perímetro en la calle Juan Ignacio Luca de Tena se localizaban niveles a partir de 4,00 m bajo la rasante de la calle, mientras que en el extremo oeste de la parcela los niveles freáticos se localizaban en todos los casos bajo el plano de cimentación del edificio. La importante repercusión técnica y económica que el empuje hidrostático impone en el diseño de la contención llevó a que se estudiase con trabajos adicionales:



Figura 10. Edificio y cubierta del Centro de Proceso de Datos en fase de ejecución (arriba), edificio de la sede de Gas Natural en Barcelona (abajo).

- Estabilidad de los niveles para estudiar posibles variaciones por recarga en época de lluvias. Para ello se realizaron mediciones en pozos durante algo más del año completo anterior y durante todo el periodo de ejecución.
- Estudio de caudales de filtración bajo las pantallas para el dimensionamiento de la red de drenaje (fig. 11).
- Se amplió la red de pozos para obtener mediciones adicionales en puntos intermedios del perímetro, cuyo control se mantuvo durante la fase de ejecución y auscultación de las pantallas, y se dispusieron tubos de drenaje de control a través de algunos de los bataches hormigonados en la alineación de la calle Juan Ignacio Luca de Tena y de la A-2, con al menos dos tubos por batache en cotas diferentes para control del nivel freático.

A partir de los resultados anteriores, el estudio comparativo técnico-económico entre soluciones de pilotes secantes y de

pantalla continua, que comparó entre distintas distribuciones de anclajes y espesores de pantalla, concluyó como más favorable la solución de pantallas continuas de hormigón armado, de 0,45 y 0,60 m de espesor, ejecutadas por bataches de hasta 3,00 m. El sostenimiento se realizó mediante anclajes al terreno provisionales inyectados. En la zona de mayor altura y empuje hidrostático se dispusieron tres niveles de anclajes de hasta 600 kN, reduciéndose a una única fila con anclajes de 300 kN para los tramos de pantalla menos solicitados, con menor altura y sin empuje hidrostático.

3.1.2. Interacción con muros existentes

En el frente de la calle Juan Ignacio Luca de Tena se habían mantenido protegidos por una bermas de rellenos provisionales, sendos tramos de muro que sostenían la calle durante la demolición de la nave de rotativas de ABC, con una altura media

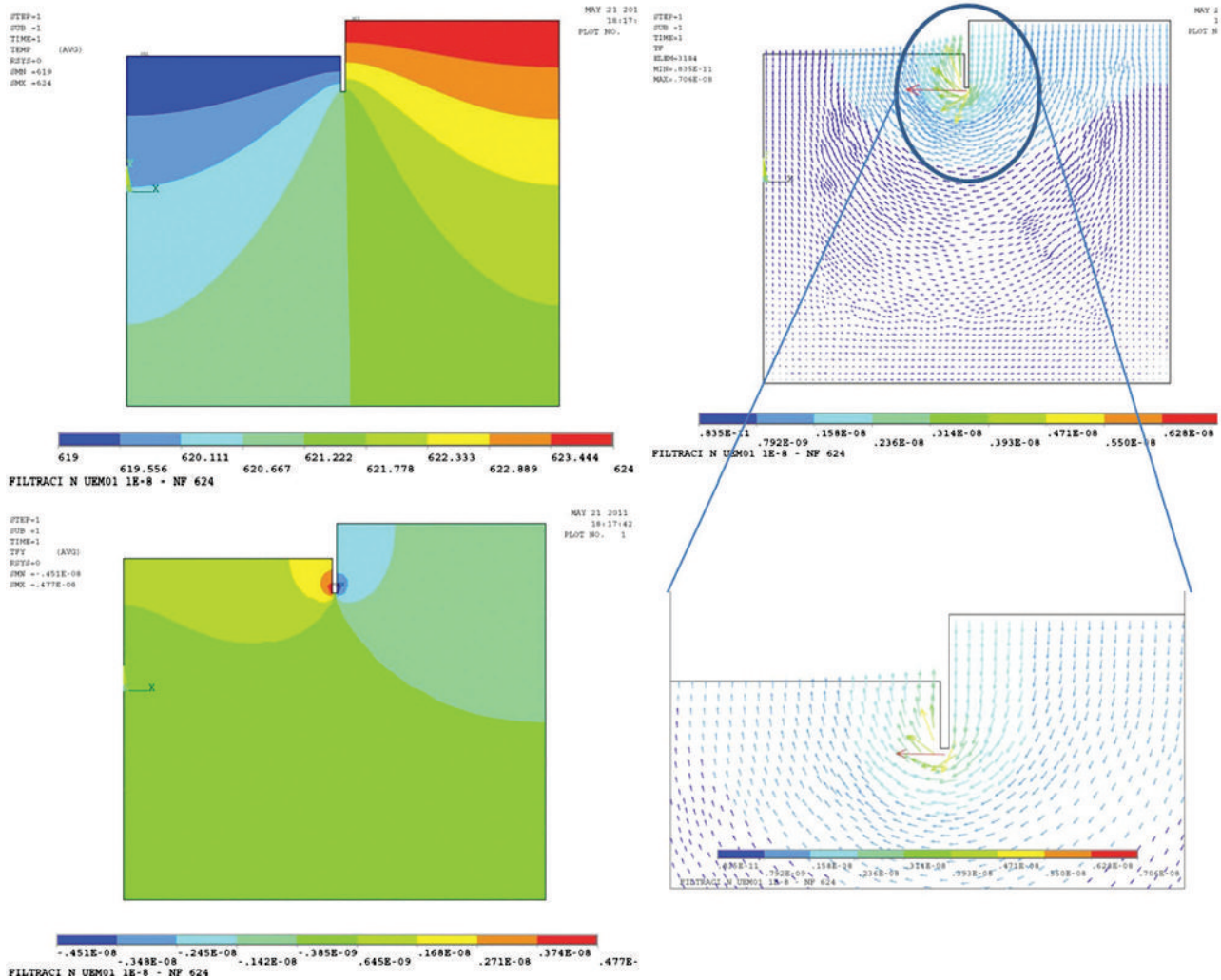


Figura 11. Análisis de elementos finitos (ANSYS®) del caudal de filtración bajo pantallas. Estudio de dimensionamiento de la profundidad de empotramiento de pantallas, dimensionamiento de la red de drenaje y eventuales subpresiones sobre elementos de cimentación próximos (pozos de saneamiento, fosos, zapatas, etc). Líneas de presión (arriba a la izquierda [m]), caudal filtrado (abajo izquierda [m³/s]) y líneas de corriente (derecha) en sección tipo de pantalla, calle Luca de Tena.

de 7,50 m desde la rasante de la calle a la cara superior de la cimentación.

El estudio de preexistentes in situ que se realizó —pues no existía documentación de estas contenciones— definió la estructura como:

- Un largo tramo de 94 m de muro de hormigón armado, de espesor decreciente en altura desde 1,00 m hasta 0,30 m, que por sus dimensiones y las de su cimentación podría haberse dimensionado en ménsula para sostenimiento de la calle. Los testigos pasantes extraídos mostraron como, en efecto, el muro se encontraba encofrado a dos caras. Se definió además una cota inferior de cuantía disponible para el análisis y se caracterizó el canto de la zapata de cimentación.
- Un segundo tramo de muro de fábrica de ladrillo, de 10 m de longitud, ejecutado a continuación del de hormigón pero retranqueado ligeramente hacia el interior de la parcela. El tramo de muro de fábrica era de la misma altura que el de hormigón (unos 7,50 m).

Teniendo en cuenta la no afección a la calle Luca de Tena, se plantearon las siguientes soluciones:

- *Muro existente de hormigón armado.* A medida que avanza el vaciado se ejecutan anclajes en el cuerpo del muro que permiten compensar la retirada de la berma de rellenos, siendo además dimensionados para el sostenimiento en la fase final del vaciado. Llegados a la zapata de cimentación, de 1,20 m de canto, se procede a su demolición por bataches, ejecutándose a continuación, y por delante, los bataches de una pantalla continua de hormigón armado que bajan hasta la profundidad de proyecto. La viga de coronación de la nueva pantalla delantera se cose con armadura a posteriori al muro previo, en el canto de la zapata demolida, consiguiendo con ello una extensión del muro hasta empotrar en el terreno lo suficiente para ejecutar el vaciado (fig. 12). Por tanto, el muro existente de hormigón armado se utilizó como elemento de sostenimiento provisional durante la fase de ejecución, y una vez reforzado, su sección se integró con recercos estructurales, adecuándolo para su uso definitivo.

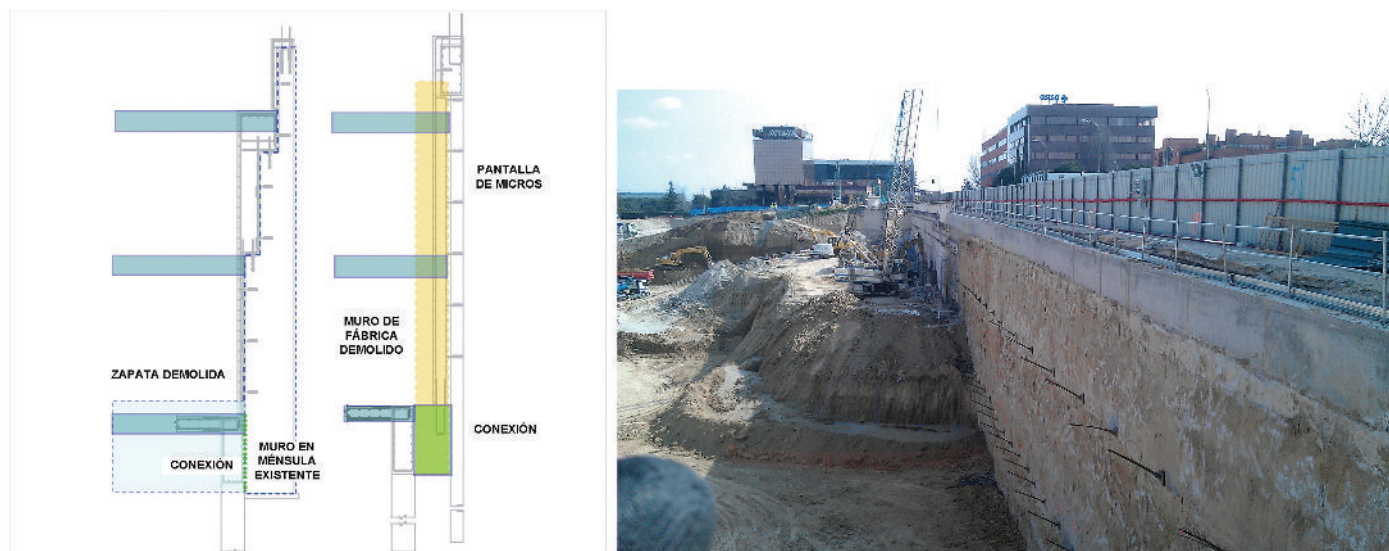


Figura 12. Muro de sostenimiento de la calle Luca de Tena, conectado a pantalla inferior y forro final conectado mediante llaves ancladas con resina tipo epoxi (izquierda). Imagen de la ejecución de la pantalla delantera que extiende el sostenimiento hasta la profundidad de proyecto (derecha).

- *Muro existente de fábrica.* El pequeño espacio de retranqueo entre este muro y el límite de la parcela permitió incorporar un tramo de muro de micropilotes tangentes, de 200 mm de diámetro, como sostenimiento provisional mientras avanzaban el vaciado y la demolición del propio muro. Sosteniendo provisionalmente con el sistema general de anclajes, la ampliación en profundidad se realizó en continuidad, como en el caso del muro de hormigón armado. El muro de fábrica por tanto no fue utilizado en ningún caso, ni siquiera provisional durante la ejecución.

3.2. Estructura bajo rasante

3.2.1. Estructura horizontal

Los niveles bajo rasante, destinados en su mayoría a uso de aparcamiento, se resuelven con losas armadas macizas de 0,30 y 0,35 m de espesor, según luces de 7,80 o 10,50 m.

Los niveles S02 e inferiores ocupan toda la parcela. La gran longitud en la dirección mayor (314 m) requiere el planteamiento de soluciones para reducir la incidencia de deformaciones impuestas de retracción y temperatura, o bien su análisis y armado. Dada la partición funcional existente entre bloques, cada uno de los cuales presenta un núcleo de gran rigidez en su centro, se diseña la disposición de dos juntas de dilatación intermedias (fig. 13).

La primera de ellas separa el área del edificio de servicios del conjunto de los cuatro bloques, sin problemas de coordinación al coincidir la junta estructural con la separación funcional entre edificios.

La segunda junta debe desplazarse desde la posición natural entre los bloques B y C hacia el este, hasta situarse entre los bloques C y D. El motivo es evitar la interferencia de la junta de dilatación con una gran sala técnica de instalaciones informáticas con exigentes requerimientos de estanqueidad.

Con estas condiciones, la longitud máxima sin juntas diseñada es de 179,60 m.

El nivel S01 se dedica a uso exclusivo de aparcamiento, sin embargo se encuentra a nivel superior al de la rasante del terreno en el lado de la autopista A-2. Este forjado se interrumpe en la línea de cara de los núcleos de los bloques. Se resuelve con losas de la misma tipología que los forjados inferiores.

La planta N00 (acceso) llega a abrazar los bloques, quedando limitada en el norte por el borde de los forjados de los bloques sobre rasante. Las cargas son en este caso importantes (jardines, viales de vehículos pesados, etc.), y para no incurrir en espesores de losas constructivamente excesivos y en todo caso significativamente diferentes al resto de losas —lo que impediría la utilización de mesas de encofrado de alto rendimiento de ejecución, y la inclusión de pretensado, que dado el carácter continuo de la planta implicaría ventanas de tesado, empalmes y cortes en el hormigonado—, se incluyen localmente vigas descolgadas en las zonas que lo requieren. Con ello se mantiene una solución exclusivamente armada. Cuando las vigas reciben el apeo de algún soporte se han adoptado soluciones mixtas, con perfiles descolgados que facilitan la ejecución [3], mientras que se han diseñado vigas armadas convencionales para el control de flechas cuando no hay apeos, en zonas locales de la losa con luces grandes o presencia de huecos, por sencillez constructiva.

3.2.2. Descompensación de empujes entre pantallas

La mayor altura de la calle Luca de Tena implica la aparición en el diseño de empujes del terreno que no pueden encontrar compensación en el lado de la autopista A-2. En este caso (por encima del nivel S02) los empujes son conducidos hasta los núcleos de los bloques a través de los forjados, incorporándose el armado preciso para su funcionamiento como laja en el plano de planta. Este mecanismo incorpora además la necesidad de diseño de detalles especiales para la entrada de cargas en los núcleos (fig. 14).

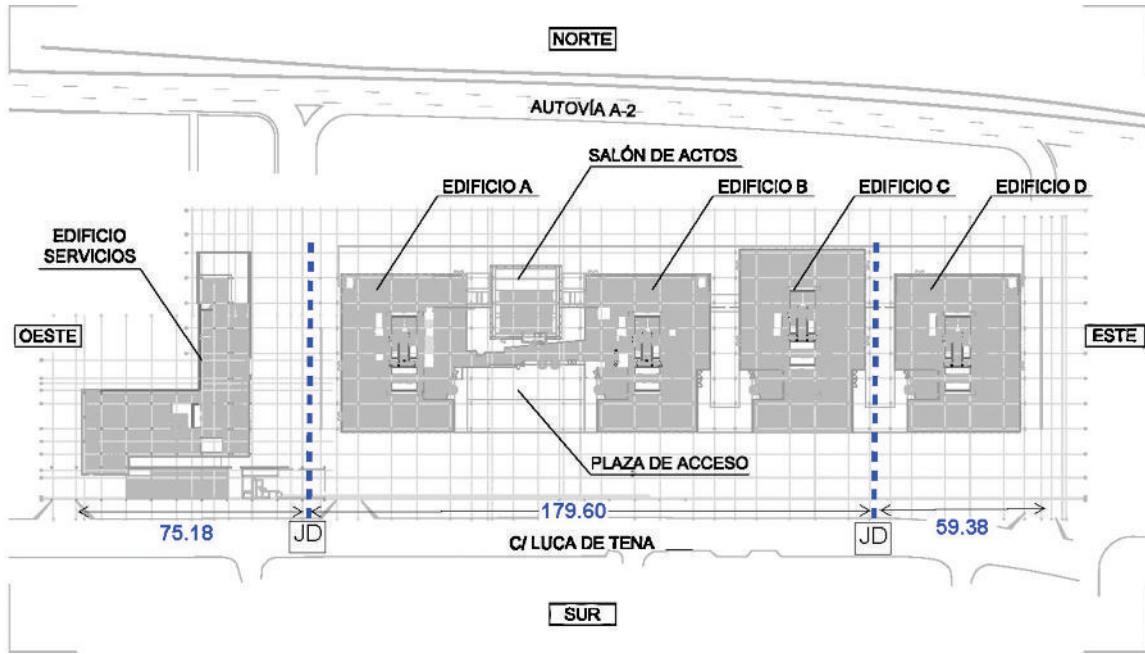


Figura 13. Posición de juntas de dilatación bajo rasante.

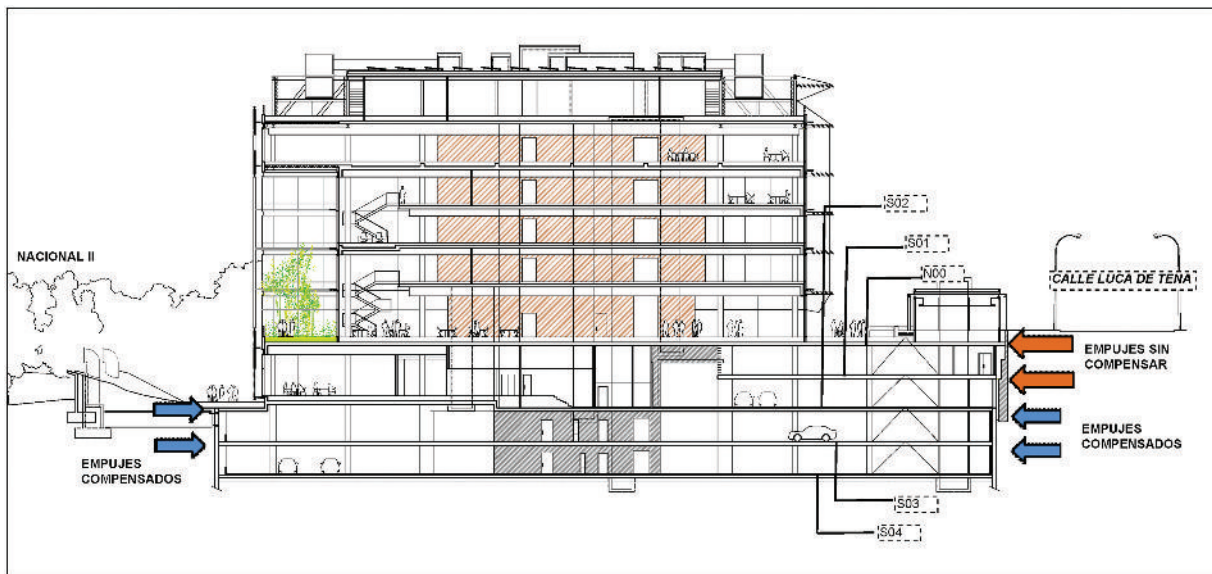


Figura 14. Sección transversal en bloque A. Descompensación de empujes.

3.2.3. Zona de carga y descarga del complejo de oficinas

En el extremo este del complejo se encuentra la entrada de mercancías y el centro de carga y descarga. Al muelle, situado en S02, se accede desde el vial paralelo a la autopista A2, que se encuentra al mismo nivel. La maniobrabilidad de vehículos de mercancías impone la necesidad de apeo de varios de los soportes del último bloque (bloque D) sobre la planta N00, liberando el espacio frente al muelle.

Para realizar estos apeos se prevén vigas mixtas descolgadas, conectadas a la losa de N00, logrando rigidez y capacidad holgada para el apeo [3].

3.2.4. Salón de actos

Todo el entorno alrededor del salón de actos entre los bloques A y B es un entorno de geometría singular, con cambios de niveles en los forjados y movimientos de soportes en todas las plantas entre S02 y N01, que originan la necesidad de apeos.

De nuevo la condición constructiva, unida a condiciones de gálibo estricto, hacen que la solución mixta sea la más adecuada, hacia la que se puede hacer una transición constructiva suave y natural sin más que incorporar vigas metálicas descolgadas y conectadas a la losa.

Se incorporan perfiles metálicos embebidos en los soportes, de modo que la unión a las vigas metálicas puede hacerse atornillada provisional, con lo que los medios de izado pueden liberarse rápidamente, evitando puntales específicos para las vigas. Las soluciones mixtas son en todos los casos de tipo «apeado», es decir, la entrada en carga de la viga se realiza directamente sobre la sección mixta [3].

La cubierta del salón, finalmente, apoya sobre vigas metálicas conectadas a la losa. La presencia de grandes cargas de jardín hace necesario, además, rigidizar bordes y voladizos con nervios armados peraltados, que quedan ocultos bajo las tierras.

El cierre del espacio perimetral del salón de actos se realiza mediante una doble piel de vidrio, con una cámara intermedia registrable de 0,80 m. Esta partición se materializa con piezas de vidrio sin juntas horizontales, apoyadas sobre bancadas en el forjado de la planta de acceso y rematadas contra la losa de cubierta. La compatibilidad de deformaciones verticales de la losa y la pared de vidrio exigen una evaluación ajustada de las flechas diferidas para el dimensionamiento de la junta de silicona estructural. Asimismo se realizó la precarga de la losa de cubierta con acopios de material hasta niveles de carga cuasipermanente, con objeto de realizar la medición exacta para el corte de vidrios en la situación más próxima posible a la máxima flecha esperable de cubierta. El control continuo de flechas ha demostrado un comportamiento instantáneo y diferido ligeramente conservador respecto a los valores de cálculo conforme el método simplificado de cálculo de flechas diferidas de EHE-08 [4].

Para la grada del salón de actos (fig. 15) se diseña una losa inclinada, de 9,40 m de luz en voladizo, que se resuelve por medio de una losa nervada de 0,15 m de espesor y nervios peraltados postesados cada 3,90 m. La flecha de sobrecarga —y por tanto la respuesta frente a vibraciones— condiciona la dimensión mínima del peralte de los nervios, que resulta de 0,75 m para un límite de flecha de sobrecarga característica de $L/800$, valor habitual y adecuado para el control indirecto de vibraciones.

La fisuración se controla por medio de pretensado adherente, que en forma de un cable de 12 cordones por nervio y con el anclaje activo en el extremo del voladizo permite corregir además las flechas permanentes de la losa, manteniendo la necesaria presencia «erguida» que requiere la punta del voladizo al ser vista.

Funcionalmente, entre los nervios y por la cara superior de la losa, discurren las conducciones de las instalaciones de acondicionamiento, que ascienden desde la rama principal de la conducción a través de huecos previstos en la losa.

Arquitectónicamente la cara inferior de la losa es definida como «vista», así como los soportes cortos en los que reposa, que se revisten de láminas de acero tipo «Corten» directamente conectadas mediante pernos. A modo de la tipología de pilas mixtas en puentes, el revestimiento metálico se utiliza como encofrado, elemento portante y acabado arquitectónico. El acabado en cuanto a tonalidad y características de durabilidad y funcionamiento es objeto de especial atención por parte del



Figura 15. Graderío del salón de actos y cubierta sobre vigas mixtas. Vistas frontal y posterior.

equipo de arquitectura, así como el despiece de encofrados de la cara vista de losa.

3.3. Estructura sobre rasante

La geometría de los forjados sobre rasante se repite en los cuatro bloques, lo que permite plantear una solución sistemática para todos ellos. Los forjados apoyan en el núcleo central del bloque y avanzan hacia la fachada apoyando en primer lugar y con continuidad en la primera línea de soportes con una luz de 10,40 m. La siguiente línea de soportes se encuentra a 6,50 m, pero ya por fuera de la fachada (fig. 16).

En estas condiciones se elige la disposición de un pretensado ligero (vaina plana con cables de tres cordones cada metro, de media) entre el apoyo en el núcleo y la fachada (fig. 17). El canto de losa se mantiene en 0,30 m, y los cordones se han proyectado de tipo adherente, inyectados con lechada, lo que permite el aprovechamiento completo de la armadura activa en ELU más allá de las cargas compensadas con la forma del cable. El extremo activo se dispone en fachada, y el pasivo en el núcleo. La ejecución de este se realiza con encofrado trepante, de modo que los anclajes pueden disponerse en el espesor del muro y hormigonarse con la losa.



Figura 16. Ejecución de la estructura sobre rasante de forjados.



Figura 17. Colocación de armado y vainas planas de pretensado adherente (3 cordones/vaina). Plantas de bloque.

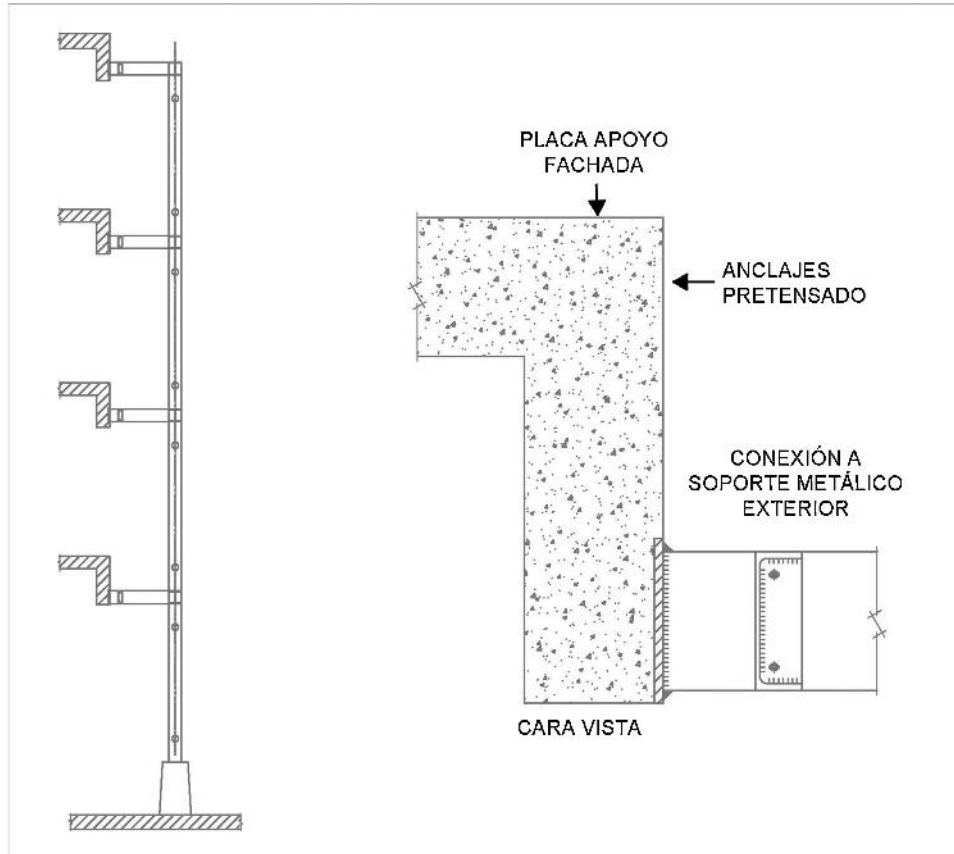


Figura 18. Viga de borde de forjados y unión a soportes metálicos exteriores.

En el borde exterior de la losa deben coordinarse (fig. 18):

- Anclajes activos del pretensado.
- Platabanda metálica y conexión de la losa con el soporte metálico de fachada. La platabanda debe atravesar la fachada, de modo que su replanteo debe estar coordinado con el módulo de fachada.
- Apoyo de la fachada, que incluye la previsión de placas embebidas en el borde de la losa.
- Remate arquitectónico del borde.

Del trabajo conjunto de los equipos de estructuras y arquitectura surge una solución que cubre todos los requerimientos. Se plantea un pliegue en la losa, a modo de viga de borde de ancho el mismo al canto de la losa (0,30 m), que incorpora la pieza metálica de conexión al borde inferior, evitando la interferencia con los anclajes de pretensado y las placas de apoyo de la fachada. El replanteo de cables se realiza teniendo en cuenta la posición y la dimensión de las placas de fachada. Finalmente, la cara inferior de la viga descende hasta el nivel de la cara inferior del falso techo de la planta, permitiendo aparecer visto marcando todo el contorno.

Esta viga de borde aporta además mejoras en la flecha del borde del forjado y uniformidad en el reparto de reacciones sobre los soportes metálicos de fachada, dada su rigidez.

3.4. Estructura vertical de núcleos y soportes

3.4.1. Núcleos

Los núcleos de los bloques se forman mediante paredes de 0,25 m de espesor en toda su altura, que contienen las escaleras y ascensores en su interior. Su dimensionamiento lo condicionan las funciones estructurales que se les asignan (fig. 19):

- Reciben las cargas verticales según CTE [5] de las losas que apoyan en ellos.
- Reciben las acciones horizontales de viento [5] y de estabilidad de los soportes de los edificios.
- Reciben las acciones horizontales debidas a la descompensación entre empujes de pantallas.
- Reciben los axiles horizontales que en las plantas bajo rasante se transmiten a través de los forjados y que son debidos a las deformaciones impuestas de retracción y temperatura. Los núcleos, dada su rigidez, representan puntos fijos frente a esta situación.

La presencia de huecos en la altura de las paredes hace conveniente el estudio por medio de modelos de elementos finitos elásticos de las tensiones en las paredes, estudio que se completa con el análisis por medio de bielas y tirantes de las zonas de mayor singularidad geométrica para disponer el armado.

En el caso del bloque C, que se encuentra desplazado hacia el norte respecto del resto, parte del núcleo invade la vía de

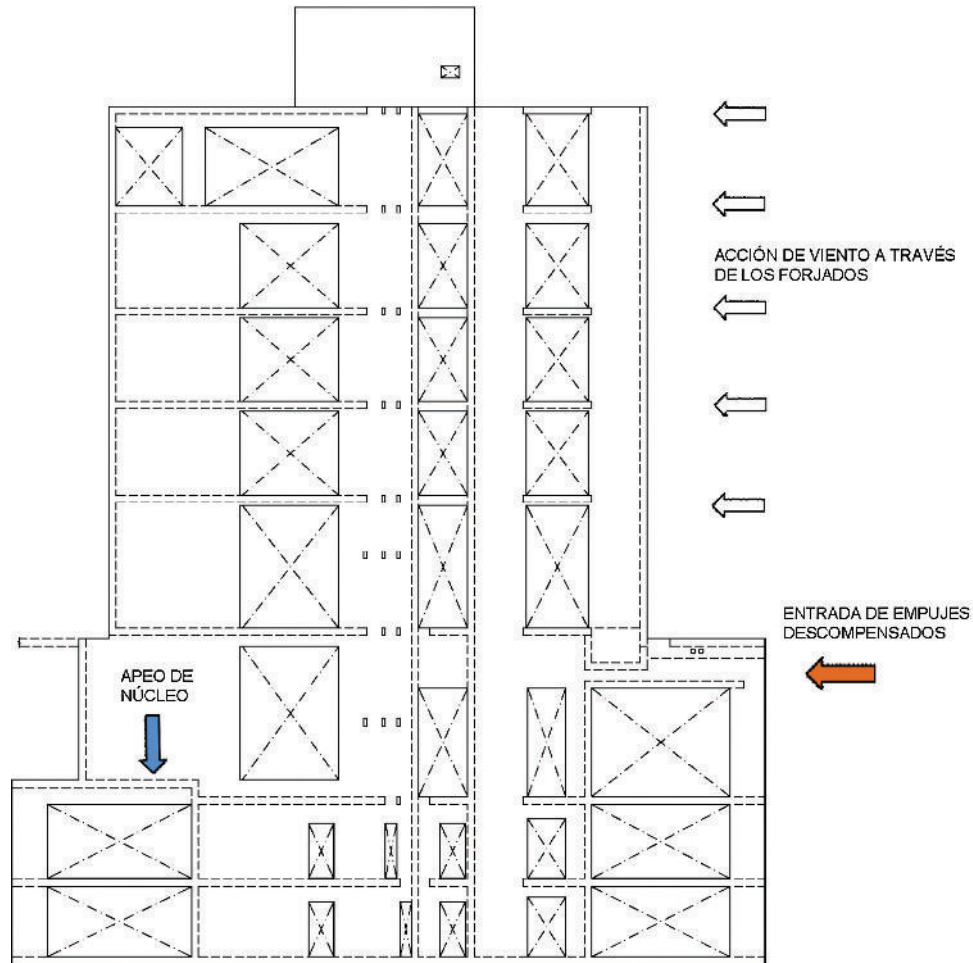


Figura 19. Alzado de pared lateral de muro.

circulación del garaje en el nivel S02 e inferiores. Este hecho motiva la necesidad de apelar parcialmente el extremo del núcleo sobre sendos soportes. Ello supone la localización de fuertes compresiones sobre los soportes de apoyo y la aparición de importantes esfuerzos cortantes que se recogen en vigas cargadero de tipo mixto.

3.4.2. Soportes

Los soportes de bloques y bajo rasante son de hormigón armado convencionales, por lo que con carácter general todos los soportes vistos se han unificado a soportes circulares de 0,60 o de 0,80 m de diámetro (fig. 20).

El diámetro mayor corresponde a los soportes que recogen apoyos de la cubierta metálica del edificio. Sobre la cubierta se sitúan grandes celosías metálicas que recogen voladizos importantes, lo que hace que los soportes deban conducir cargas hasta la cimentación significativamente mayores que las cargas del resto de soportes de los edificios. Para mantener estos soportes fuertemente cargados en el diámetro de 0,80 m ha sido preciso embeber perfiles metálicos que conducen las cargas inyectándolas por adherencia en el resto de estructura de hormigón.

Del mismo modo, algunos de los soportes recogen tiros de tracción debidos a la cubierta, que igualmente son transmitidos a través de perfiles metálicos embebidos en los soportes de hor-

migón. La transferencia se prevé por adherencia, prolongando los perfiles mixtos en este caso solo hasta el nivel N00, en el cual las tracciones están holgadamente recogidas por el peso de las losas.

Los perfiles metálicos embebidos colaboran constructivamente en el montaje de la cubierta, al permitir el apoyo de las celosías independientemente del hormigonado de los soportes.

3.5. Estructura exterior de fachadas

Desde los soportes exteriores de los bloques avanza un entramado de pórticos metálicos muy diáfano, que permite el apoyo de las escaleras de evacuación contra incendios y además recoge el apoyo de parasoles y otros elementos secundarios (fig. 21). La característica principal del sistema es su ligereza y flexibilidad, que se traduce en la disposición de puntos de arriostramiento y rigidización estrictos.

Siendo la condición fundamental de diseño la esbeltez, se ha realizado un análisis de segundo orden no lineal del conjunto conforme 22.3.5 EAE [6], partiendo de una deformada afín al primer modo de pandeo global. Con ello se han obtenido reacciones para el dimensionamiento de uniones y el

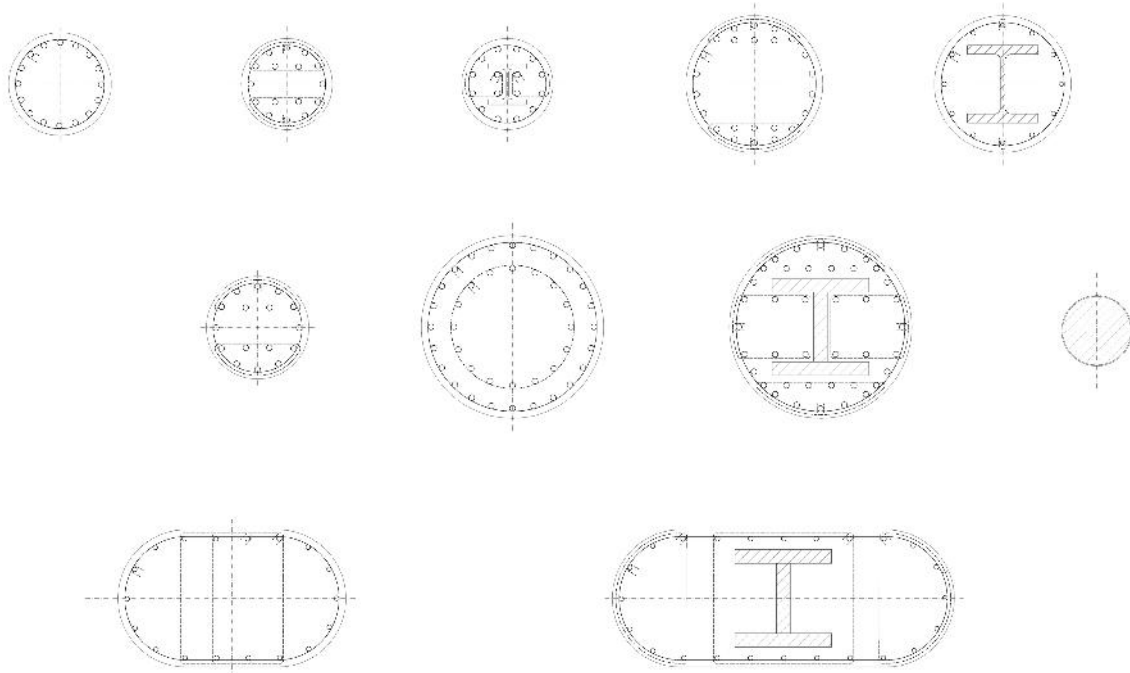


Figura 20. Tipología de soportes.



Figura 21. Estructura metálica exterior y escaleras de evacuación.

aseguramiento de que los elementos de arriostramiento y estabilización eran suficientes.

3.6. Descripción de la estructura de cubierta

Teniendo en cuenta los condicionantes del proyecto, se diseña un sistema de celosías metálicas autoportantes, de 3,60 m de canto, que dispuestas formando un emparrillado permiten su ejecución minimizando los medios auxiliares (fig. 22).

La altura a la que precisan ser colocadas y el tamaño del edificio hacen necesaria la utilización de grúas automóbiles como medios de izado, de modo que las uniones de proyecto se plantean atornilladas, ya que permiten un pre-montaje provisional rápido y seguro para liberar los medios de izado.

Las piezas fabricadas en taller son soldadas, distribuyendo los cortes de modo que las piezas puedan ser izadas de manera óptima.

Las características principales de la estructura son:

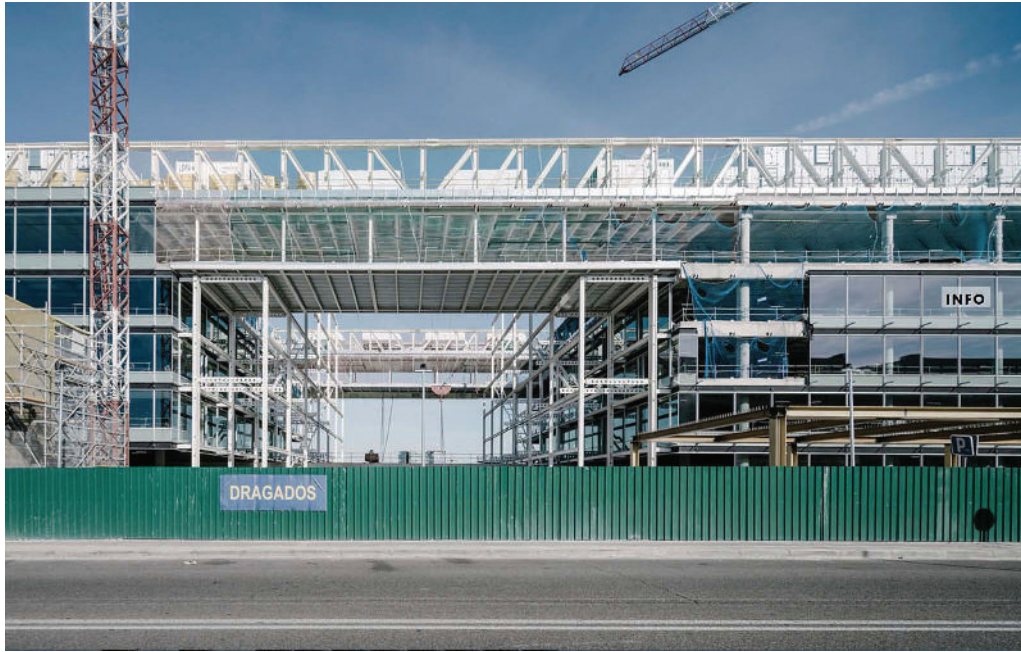


Figura 22. Puentes sur (primer plano) y norte (al fondo) entre bloques A y B, con planta cuarta suspendida.

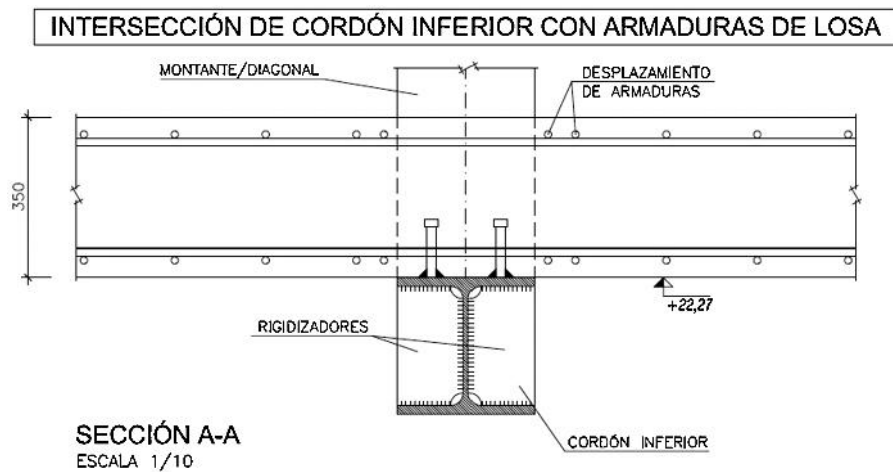


Figura 23. Cordón inferior bajo losa de cubierta.

- Las celosías metálicas se disponen de modo que el cordón inferior queda bajo la cara inferior del forjado de cubierta, conectándose al mismo mediante conexión flexible de tipo «pernos» (fig. 23).
- Las diagonales y montantes atraviesan el plano de cubierta. Parcialmente quedan expuestas al ambiente exterior, al igual que el cordón superior.
- En todas las zonas «voladas», es decir, fuera de la huella de los bloques, la tipología de forjado elegida es mixta de chapa nevada de 180 mm de espesor total (120 + 60), con objeto de aligerar pesos.
- Las partes de forjado de la planta cuarta colgadas de las celosías de cubierta se diseñan con el mismo tipo de forjado mixto por la misma razón. Las zonas de forjado mixto en planta cubierta no se conectan al cordón inferior de la celosía dado su reducido espesor (180 mm), que limita de manera

importante la capacidad rasante por fallo en la biela de compresión del hormigón. El dimensionamiento de las celosías es, por tanto, eminentemente metálico, salvo zonas locales en el interior de los bloques que se conectan aprovechando la capacidad y rigidez de las losas macizas de 0,35 m de espesor.

- La estructura metálica secundaria de los forjados «colgados» en planta cuarta y cubierta, se conforma con viguetas conectadas a la losa, con luces estándar de 7.80 m.
- Las celosías apoyan en continuidad, de modo que aparecen zonas en las que el cordón superior se tracciona y otras en las que se comprime (fig. 24). Esto último impone una fuerte condición de necesidad de arriostramiento del cordón superior para evitar su pandeo. Sin embargo, entre las celosías deben colocarse todas las máquinas de instalaciones del edificio, de modo que no son posibles, salvo en secciones puntuales, arriostramientos entre cordones



Figura 24. Vista de celosías en la fachada norte.



Figura 25. Bancadas integradas en la estructura de cubierta.

superiores. Este hecho lleva a la conveniencia de incorporar la subestructura de bancadas para maquinaria a la estructura de cubierta. Se diseña entonces un sistema portante en forma de K invertida, que a modo de diafragma se repite cada 3,45 o 3,90 m, uniendo las celosías longitudinales entre sí. Las máquinas apoyan en la parte superior de la K y las conducciones discurren por la parte inferior, entre las diagonales (fig. 25).

- El sistema anteriormente descrito no llega a conectar con los cordones directamente, pero sí permite reducir la longitud de

flexión lateral de montantes y diagonales. La rigidez que resta para controlar los desplazamientos laterales se logra mediante la rigidización del montante de la celosía con una sección en T adicional colocada en el interior, para no interferir con la fachada, aumentando la carga crítica de pandeo global del conjunto (fig. 26).

- La cubierta se diseña sin juntas de dilatación, toda ella continua, de modo que la acción térmica se tiene en cuenta en el análisis, incluso en el análisis no lineal geométrico de las cubiertas.

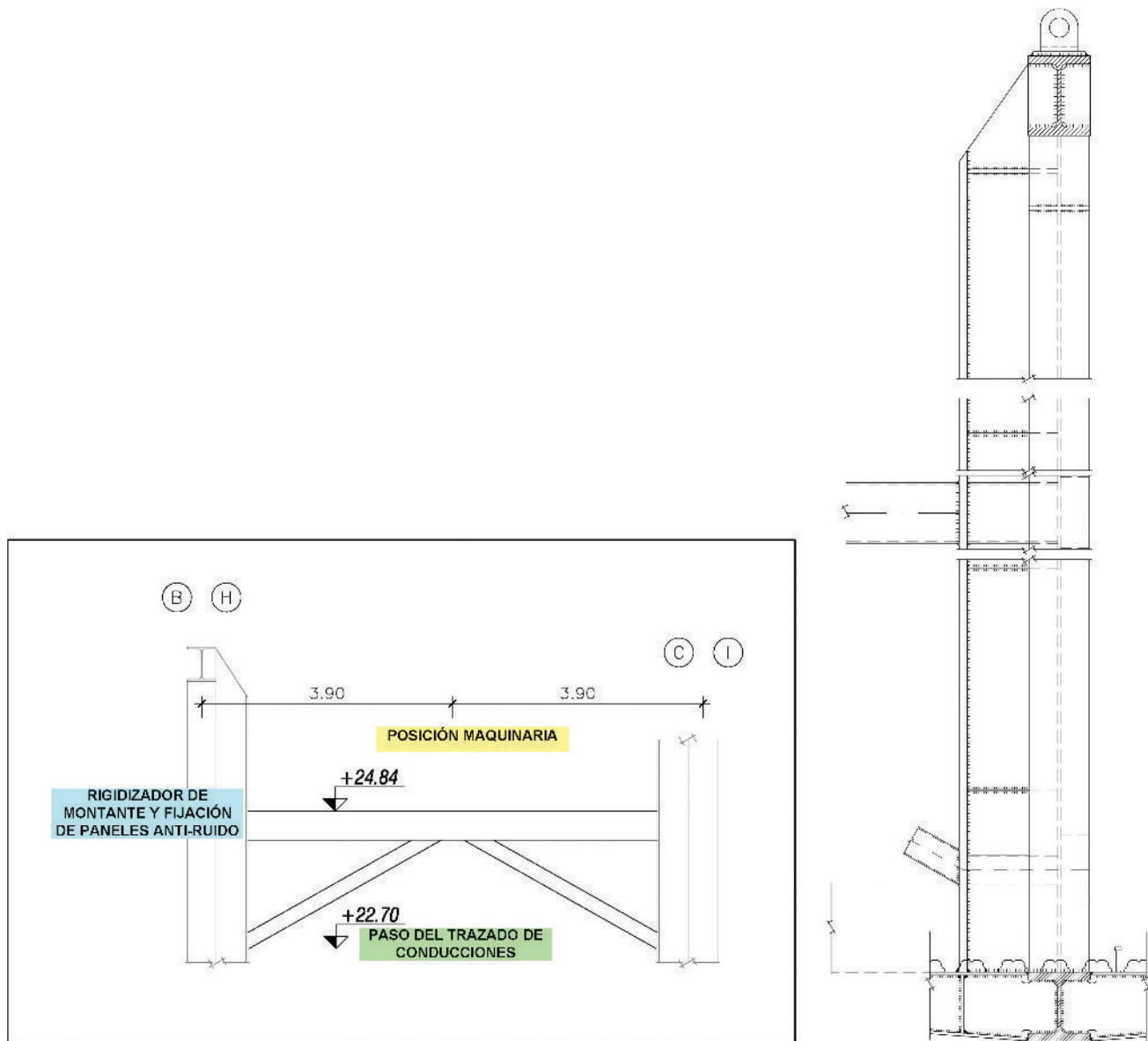


Figura 26. Bancada para apoyo de máquinas y arriostramiento elástico del cordón superior.

4. Particularidades del diseño de la cubierta

Son varios los fenómenos interesantes que se presentan en el análisis de la cubierta. Se repasan sucintamente algunos de ellos.

4.1. Análisis estructural de la cubierta. Incidencia de la temperatura

La disposición de las celosías sigue la tipología frecuentemente utilizada en puentes ferroviarios, por ejemplo (fig. 27), de cordón superior elásticamente apoyado en sentido transversal. La carga crítica de pandeo del conjunto del cordón depende, por tanto, de la rigidez que aportan montantes y diagonales (fig. 28).

Al encontrarse el cordón inferior conectado a la losa y sometido a cambios térmicos reducidos respecto al cordón superior (que es exterior), los incrementos térmicos en el exterior imponen muy importantes aumentos de axiles, motivados fundamentalmente por la restricción que al desplazamiento longitudinal del cordón superior aportan las diagonales, que funcionan como puntales. El axil, así impuesto por la temperatura en los cordones superiores, presenta magnitud prácticamente constante en toda la longitud, independientemente de su longitud total.

Las consecuencias que se desprenden de ello son:

- La incidencia de la temperatura en el cordón superior genera longitudes de pandeo superiores a las de los niveles de axiles equivalentes producidos por la flexión de la propia celosía,



Figura 27. Viaducto de celosías peraltadas. Enlace ferroviario sobre la calle Comercio. MC2 Ingeniería (2010).

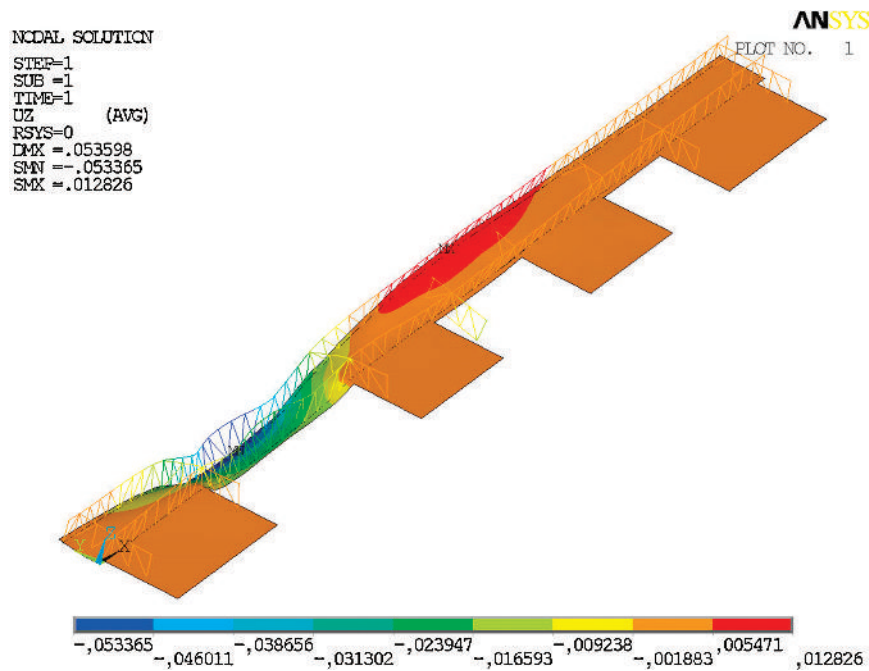


Figura 28. Análisis de celosías de cubierta. Fachada norte. Desplazamientos verticales [m].

pues estos son variables según la distancia a los apoyos, mientras que los axiles de temperatura son nominalmente constantes en toda la longitud.

- Puesto que se generan puntos de restricción al movimiento longitudinal del cordón superior en cada diagonal, es decir, cada 3,45-3,90 m, el movimiento transversal del cordón iniciado por el pandeo no permite disipar apenas el axil, como sí ocurre cuando no hay puntos intermedios de coacción longitudinal entre los puntos de arriostramiento transversal. Solo una forma de pandeo que tenga por nodos los puntos

de restricción longitudinal, es decir, los nudos con las diagonales, permite disipar con eficacia, y en segundo orden, los axiles de temperatura. Por tanto, los axiles de temperatura deben ser considerados en la comprobación de pandeo global.

- Dado el alto nivel de coacción que imponen las diagonales al movimiento longitudinal del cordón superior, la incidencia de la temperatura en el diseño es muy importante. Las acciones térmicas deben ser estudiadas y aplicadas de manera ajustada para evitar sobredimensionamientos que pueden ser importantes y afectar a zonas extensas. Aspectos como el soleamiento



Figura 29. Imagen de la estructura de cubierta y zona entre bloques.

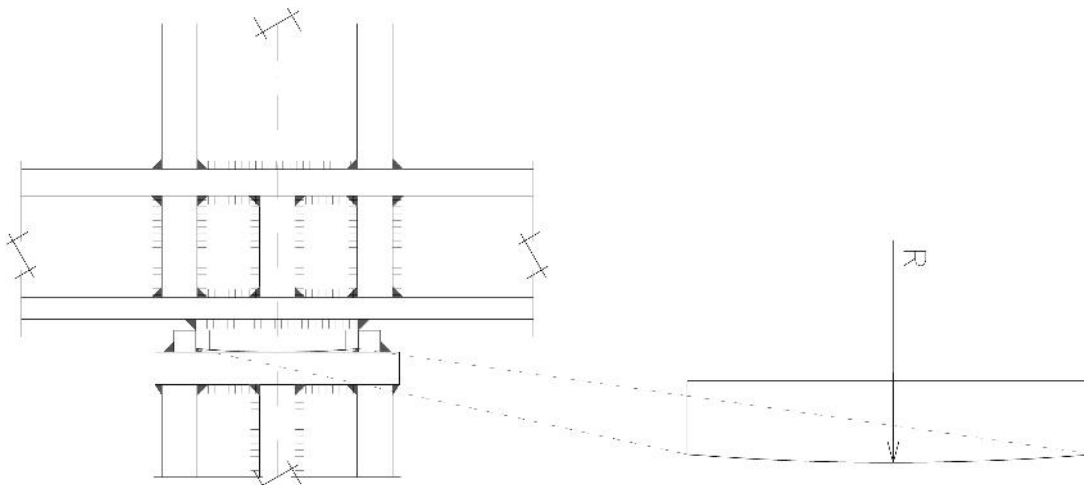


Figura 30. Apoyo oscilante esférico ($R=4000$ mm) sobre soporte mixto [7].

y la orientación de la pieza, su color y la temperatura considerada durante el montaje deben ser considerados con detalle.

Con carácter general, el principio de diseño ha sido tratar de aportar rigidez transversal suficiente a los montantes por medio de refuerzos y la estructura de las bancadas, para reducir

la longitud de pandeo global del cordón superior, forzándola a que sea igual a la distancia entre diagonales.

Para el diseño de la cubierta se realizaron varios modelos de cálculo con objeto de calibrar la incidencia de las cargas sobre la estabilidad del cordón superior y su dimensionamiento. Se realizaron dos grupos de modelos:

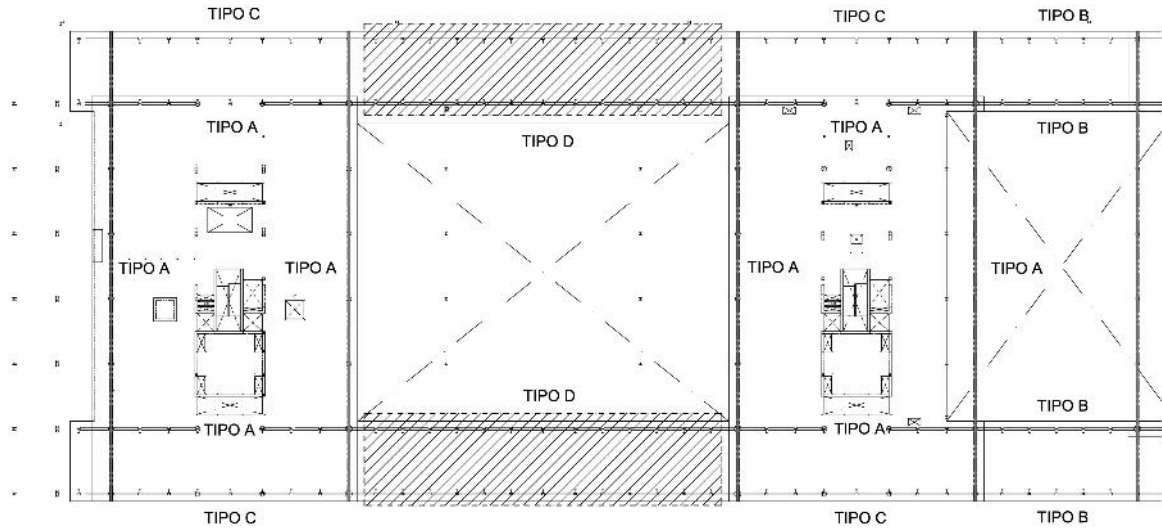


Figura 31. Tipos de celosías para el montaje. Bloques A y B.



Figura 32. Montaje de celosías sobre soportes mixtos.

- Modelos elásticos lineales de primer orden para dimensionamiento y calibración de las longitudes de pandeo.
- Modelo elástico lineal de segundo orden, con no linealidad geométrica, para análisis y comprobación a partir de una deformada afín al modo de pandeo global, según 22.3.5 EAE [6] (fig. 29).

4.2. Apoyos en compresión. Apoyos oscilantes embebidos

Los apoyos que reciben las mayores reacciones de compresión por parte de las celosías, obviamente los últimos antes

de los voladizos, se encuentran además en el plano de la losa de cubierta, y por tanto con el desplazamiento horizontal impedido. Ello obliga a que el nudo superior del montante se desplace en horizontal arrastrando al montante. En los casos en los que las reacciones son mayores (hasta 27,000 kN, carga de diseño), la carga localizada del apoyo es preciso transmitirla a un soporte armado metálico embebido dentro del de hormigón. Sus dimensiones, impuestas por el valor de la reacción y la geometría de los elementos, hacen que aporte una rigidez importante al apoyo, que en caso de que este mantuviera continuidad de flexión con el montante superior de la celosía conduciría a esfuerzos de flexión en el montante no



Figura 33. Puente norte pre-montado a la espera de izarse.

asumibles. Es por tanto necesario liberar rigidez de modo que la reacción se mantenga lo más centrada que sea posible en el soporte.

Para ello se han diseñado apoyos oscilantes esféricos [7] en estos puntos a partir del mecanizado de piezas de acero estructural, que permiten liberar las importantes flexiones de empotramiento del perfil embebido. La envolvente del soporte de hormigón armado se prolonga hasta conectarla, con un armado mínimo, a la losa para así recoger los esfuerzos cortantes horizontales transmitidos por la celosía. Esto permite mantener protegido el apoyo esférico, al quedar embebido (fig. 30).

5. Proceso constructivo

5.1. Proceso constructivo de la cubierta

5.1.1. Procedimiento general de montaje

Dada la envergadura de la cubierta, cualquier condición que la estructura debiera cumplir de cara a su ejecución debe estar definida a nivel de proyecto con objeto de incluirla en la planificación y previsión de la obra.

Los criterios que se establecieron en proyecto de cara al montaje fueron los siguientes:

- Las piezas de celosías (fig. 31) se pueden agrupar en: A) las que se pueden montar disponiendo del forjado inferior como plataforma; B) las que no tienen forjado inferior, por encontrarse en voladizos o puentes, pero que por su tamaño y disposición pueden colocarse mediante grúa automóvil; C) las que no tienen forjado inferior, por encontrarse formando puentes, pero que por su tamaño la solución óptima de montaje podría ser mediante izado con cables y sistemas hidráulicos o mediante colocación con grúa automóvil, y D) las que no tienen forjado inferior, por encontrarse formando puentes, pero que por su tamaño resulta más adecuado su montaje mediante izado con cables y sistemas hidráulicos.
- Las celosías del tipo A son prácticamente todas las transversales (paralelas al eje norte-sur). La tipología D es específica de los grandes puentes entre los bloques A y B, que por su tamaño y posición permitieron el montaje del puente completo a nivel de planta de acceso, incluida la vigería secundaria y chapa colaborante de los forjados y los tirantes y planta cuarta inferior.
- Las celosías tipo C se indicaron en proyecto como susceptibles de ser izadas; sin embargo, las condiciones geométricas y de posición impedían que el premontaje abajo incluyera los forjados mixtos. En este caso el constructor (Dragados y Horta-Coslada) propuso que el montaje se realizara también mediante grúa automóvil.
- Todas las uniones en obra se prevén realizar atornilladas pretensadas, sin deslizamiento en ELS.
- Las celosías del tipo A apoyan sobre soportes. Con objeto de independizar los trabajos de colocación de la estructura metálica de celosías, de los trabajos de armado y hormigonado de soportes y losa de cubierta, se define en proyecto la colocación de perfiles metálicos embebidos dentro de los soportes que han de recibir el apoyo. Con esto se consigue



Figura 34. Izado de puente sur.



Figura 35. Unión a ejecutar en obra mediante cubrejuntas soldados.



Figura 36. Imagen de la estructura del 'puente' norte' terminada.

corregir, si es necesario, posibles tolerancias arrastradas en la ejecución de la estructura de hormigón, al disponer los perfiles metálicos en la posición correcta. En los casos de los soportes que reciben fuertes cargas verticales, o cargas de tracción, los perfiles metálicos embebidos no son solo piezas de montaje, sino que desempeñan trabajo mixto para transferencia de cargas al resto de la estructura de hormigón (fig. 32).

5.1.2. Montaje e izado de puentes (montaje tipo D)

En el caso de los «puentes», el proceso de montaje se define en los siguientes términos generales:

- Colocadas las celosías tipo A que apoyan sobre los bloques, se procede al izado y montaje, mediante uniones atornilladas de los tramos que se encuentran en la vertical de los entramados de las escaleras de evacuación y que, por tanto, no



Figura 37. Imagen de las obras con la estructura terminada.



Figura 38. Imagen nocturna de las obras.

pueden ser izados. Sobre estos tramos, dispuestos en voladizo, se dispondrán las unidades de izado.

- Se montan, sobre bastidores provisionales, las dos celosías de cada puente, la vigería inferior del forjado y su chapa colaborante. También se colocan los tirantes de cuelgue de la planta N04, su vigería secundaria y la chapa colaborante (fig. 33).

El peso total de cada «puente» es de aproximadamente 2,500 kN.

- El conjunto, así montado, se eleva hasta su posición por medio de izado con cuatro unidades de tiro. Se realizan las uniones (figs. 34-36).



Figura 39. Estado de las obras con la estructura terminada.

6. Conclusiones

La nueva Sede del Banco Popular se encuadra en el ámbito de la arquitectura corporativa que exige una expresión arquitectónica en el diseño que sea reconocible para empleados, clientes, visitantes y público en general. En este edificio, el diseño estructural refuerza y potencia esta imagen aportando un valor representativo de primer orden, al igual que aportando soluciones técnicas y constructivas que permiten mejorar los procesos de construcción.

Así, se ha conseguido un edificio que no renuncia un ápice a su singularidad y que, sin embargo, resulta extremadamente eficiente en su utilización de los recursos (figs. 37-39).

Una característica fundamental en el desarrollo del proyecto es el fluido y eficaz trabajo conjunto de los equipos de arquitectura y estructuras desde las primeras fases del análisis hasta los detalles. Este funcionamiento ha permitido implementar soluciones estructurales que en todos los casos han contribuido al completo desarrollo de la expresión arquitectónica requerida por sus autores, contribuyendo con soluciones técnicas óptimas desde el punto de vista técnico y constructivo.

Ficha técnica

Propiedad:	Banco Popular
Diseño arquitectónico y Dirección de Obra:	Arquitectos Ayala (Gerardo Ayala, Mateo Ayala y Marcos Ayala)

Diseño de Estructuras y Asistencia Técnica a la Dirección de Obra:
Gestión de proyecto:
Construcción:

MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo Typsa)

Bovis
Constructora San José (pantallas y vaciado)
Dragados (estructura general)
Horta (estructura metálica de cubiertas)
Tauxme (estructura metálica de exteriores)
Ale Heavylift (izados de cubierta)
Freysinet (pretensado)

Referencias

- [1] J. Martínez Calzón, A. Serrano Corral, A. Vidal Vacas, Edificio de la Nueva Sede del Banco Popular en Madrid [comunicación], V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.
- [2] J. Martínez Calzón, A. Serrano Corral, Proyecto y construcción de los teatros del Canal, Centro de las Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid, *Hormigón y Acero* 60 (251) (2009) 9–34.
- [3] J. Martínez Calzón, J. Ortiz Herrera, *Construcción Mixta Hormigón-Acero*, Rueda, Madrid, 1978.
- [4] Comisión Permanente del Hormigón, *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008*, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [5] CTE DB SE, *Código Técnico de la Edificación. Documento básico: Seguridad estructural*, Ministerio de la Vivienda, Madrid, 2006.
- [6] Comisión Permanente Estructuras de Acero, *Instrucción de Acero Estructural EAE*, Ministerio de Fomento, Madrid, 2011.
- [7] Comité Europeo de Normalización (CEN). *UNE EN-1337-6 Apoyos estructurales. Parte 6-Apoyos oscilantes*.



Arenas & Asociados

PUENTE FRANK GEHRY
PRIMER ACCESO A LA NUEVA ISLA DE ZORROZAUERE EN BILBAO



Santander	Calle Marqués de la Ensenada 11, 3º 39009	Tfno. +34 942 31 99 60
Madrid	Paseo de Eduardo Dato 21, Bajo 28010	Tfno. +34 91 702 54 78
Lima	Avenida Camino Real 1121, Oficina 910	Tfno. +51 1 637 41 05
Bogotá	Cra. 14 # 94a - 24. Oficina 307, Edificio ACO 94	Tfno. +57 1 467 48 10
Buenos Aires	Avenida Santa Fe 1707, 1º 1060	Tfno. +54 11 4410 8751

www.arenasing.com

Diseño y construcción del puente Frank Gehry. Primer acceso a la nueva isla de Zorrotzaurre en Bilbao

Design and construction of Frank Gehry Bridge. First access to the new Island of Zorrotzaurre in Bilbao

Pablo Alfonso Domínguez^{a,*}, Guillermo Capellán Miguel^b, Héctor Beade Pereda^c,
Marianela García Pérez^a, Alejandro Godoy Ansótegui^a, Jorge López Tamames^d
y Víctor José García Martín^e

^a Ingeniero de C. C. y P., Arenas & Asociados, Jefe de Proyectos, Santander, España

^b Dr. Ingeniero de C. C. y P., Arenas & Asociados, Director Técnico, Santander, España

^c Ingeniero de C. C. y P., Arenas & Asociados, Coordinador de Proyectos, Santander, España

^d Ingeniero de C. C. y P., Teknés Innovación, Director Técnico, Barakaldo, Vizcaya, España

^e Ingeniero de C. C. y P., Teknés Innovación. Gerente, Barakaldo, Vizcaya, España

Recibido el 31 de marzo de 2017; aceptado el 28 de abril de 2017

Disponible en Internet el 16 de junio de 2017

Resumen

Nombrado Frank Gehry como homenaje del Ayuntamiento de Bilbao, este puente materializa la primera conexión de la futura isla de Zorrotzaurre con el resto de la trama urbana, salvando el curso de agua mediante un vano principal de 76,9 m y una anchura media de 28 m. Es un puente de especial interés por su sistema estructural, que combina un esquema de viga Fink invertida con una viga de tres vanos con canto variable, sin precedentes en puentes para tráfico rodado.

La construcción del puente se realiza sobre tierra firme, contando durante la puesta en carga con instrumentación en tiempo real de todos los elementos con acceso remoto por Internet.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente urbano; Viga Fink invertida; Cable cerrado; Instrumentación

Abstract

Named after Frank Gehry as homage by Bilbao's City Council, the bridge will materialize the first connection of this island with the rest of the urban fabric. It saves the watercourse with a main span of 76.9 m and an average width of 28 m, using an innovative design concept which combines two structural schemes: an inverted Fink Truss and a three span variable height beam. It is a bridge of major interest due to the structural type used, without any precedent in road bridges.

The bridge construction is carried out on land, counting on real time monitoring of all structural elements during bridge cables tensioning, with Internet remote access.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Urban bridge; Inverted Fink truss; Full locked cables; Bridge monitoring

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: palfonso@arenasing.com (P. Alfonso Domínguez).

1. Contexto histórico y antecedentes

Gracias a las intervenciones llevadas a cabo en la ciudad durante los últimos veinte años, Bilbao ha pasado de ser una dura urbe industrial a convertirse en un lugar atractivo para vivir y un destino turístico de primer orden. Un ejemplo de exitosa transformación urbana admirado e imitado a escala mundial. La ría del Nervión, en tiempos infraestructura para acceso de embarcaciones al centro de la ciudad, ha recuperado sus márgenes para el ocio ciudadano.

Esta transformación prosigue hoy en día y estará focalizada durante las próximas dos décadas en la península (artificial) de Zorrotzaurre. La característica forma de esta zona es el resultado de un ambicioso proyecto llevado a cabo a mediados del siglo pasado: la apertura de un canal artificial para evitar un meandro del río y facilitar la navegación de embarcaciones mayores en su trayecto desde el mar hasta el centro de la ciudad (figs. 1-2). Este desarrollo nunca se llegó a completar.

El Plan General de Ordenación Urbana de Bilbao, de 1996, incluía un cambio de uso para el área de Zorrotzaurre de industrial a residencial. El nuevo Plan Especial para la regeneración urbana de la zona (basado en un Master Plan redactado por el estudio de la arquitecta Zaha Hadid), de 2011, incluye, a fin de mejorar la protección de la ciudad ante avenidas, la apertura completa del Canal de Deusto, con la consiguiente transformación de la península en isla. De este modo, son necesarios también una serie de puentes sobre el canal y la ría del Nervión para garantizar la accesibilidad a la futura isla.

En mayo de 2011 Euskal Trenbide Sarea convoca el concurso para la redacción del proyecto del primero de los puentes de acceso a la futura isla (en prolongación de la calle Julio Urquijo en Deusto, fig. 3), del que Arenas & Asociados resultó vencedor en UTE con CV Ingeniería. Las obras del puente, junto con la apertura del canal, se adjudicaron a la UTE Canal de Deusto (Exbasa - Balzola - Vda. de Sainz - Urssa), habiéndose finalizado ya la construcción del puente.

2. Concepción y diseño del puente

2.1. Concepción del puente

Asumiendo la gran responsabilidad que supone proyectar un puente en una ciudad como Bilbao (especialmente si este cruza su ría), a la hora de concebir el acceso a la isla de Zorrotzaurre se estableció el ambicioso objetivo de llegar a un diseño que fuese, al mismo tiempo, singular, atractivo y elegante; transparente, urbano y funcional; compatible con el régimen de avenidas del Nervión; único por su integración el lugar, íntimamente relacionado con el entorno en el que se localiza y su historia, así como la del resto de puentes que cruzan la ría; representativo del estado del arte en la tecnología de puentes; sostenible y durable. Y todo ello desde la honradez estructural, sin renunciar a un esquema resistente con una eficiencia que permitiese alcanzar este ambicioso conjunto de autoexigencias de diseño desde una inversión económica razonable [1].

2.1.1. Integración urbana, funcionalidad

El puente se planteó, en la medida de lo posible, como una calle (especial) del nuevo espacio urbano. En este sentido se buscó un trazado en alzado suave, estableciendo que no existiese en ningún momento pérdida de visibilidad por parte de los vehículos que cruzan el puente. La pendiente máxima (3%) asegura asimismo su plena accesibilidad. A los dos carriles por sentido de circulación se añadió una acera de 5 m a cada lado, una de tráfico exclusivamente peatonal y la otra de tráfico compartido peatonal-ciclista.

Un requerimiento que fu a su vez un condicionante significativo para su diseño era la necesidad de alojar en su tablero distintas conducciones de servicios.

2.1.2. Compatibilidad con el régimen de avenidas del Nervión

El puente debe ser compatible con el régimen de avenidas del Nervión, para lo que debía tener una longitud mínima de 75 m (la



Figuras 1-3. . Figura 1 (superior izquierda). Vista aérea de Zorrotzaurre en 1960, trabajos de apertura del canal. Figura 2 (inferior izquierda). Vista aérea en 1969. Figura 3 (derecha). Planta de localización del puente Frank Ghery.



Figuras 4-10. Figuras 4 y 5 (columna izquierda). Viga Fink clásica. Figuras 6 a 8 (columnas centrales). Pasado y presente portuario industrial de la ría y península de Zorrotzaurre. Mástiles y grúas. Figuras 9 y 10 (columna derecha). Otras referencias del diseño: engranajes industriales y Puente Colgante de Bizkaia.

anchura del canal) y la cara inferior debía situarse por encima de la cota +4,45 m, garantizándose un resguardo adicional de 1,00 m en los 40 m centrales del canal.

2.1.3. Requerimientos estructurales y transparencia

Desde el punto de vista estructural, se planteó el cruce del canal sin apoyos intermedios. El máximo canto de tablero bajo rasante disponible varía entre 1,00 m en los desembarcos y 1,41 m en el centro (1/55 de la luz). Estos valores resultan del todo insuficientes para permitir salvar la distancia sin disponer parte de la estructura por encima del tablero.

En relación a la transparencia, se buscó evitar en la medida de lo posible la creación de una pantalla y, sin renunciar a la singularidad, huir de la creación de un hito paisajístico que pudiese entrar en un posible conflicto de símbolos con el cercano puente Euskalduna y con los propios edificios singulares que formarán parte del desarrollo urbanístico de la isla.

2.1.4. Coherencia con el contexto espacial

Se pretendió crear un puente relacionado, desde su concepción y de manera íntima, con el entorno en el que se localiza y su historia. Un puente cuyo diseño se descontextualizaría en otro lugar. Un puente que es de Bilbao y de Zorrotzaurre y que pierde sentido en otras ubicaciones.

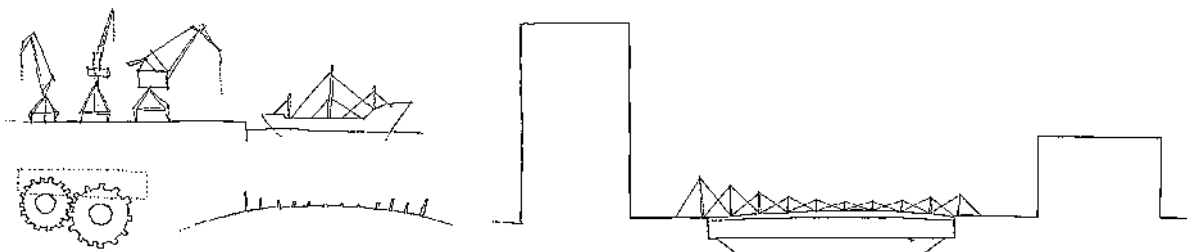
En busca de este objetivo, y con los requerimientos estructurales y de transparencia indicados, se planteó una solución atípica: una variante invertida de la viga tipo Fink clásica (esquema en el que la estructura principal se dispone bajo el tablero, figs. 4 y 5).

La estructura proyectada incorpora, a esta inusual configuración, una viga en vientre de pez invertida de canto reducido.

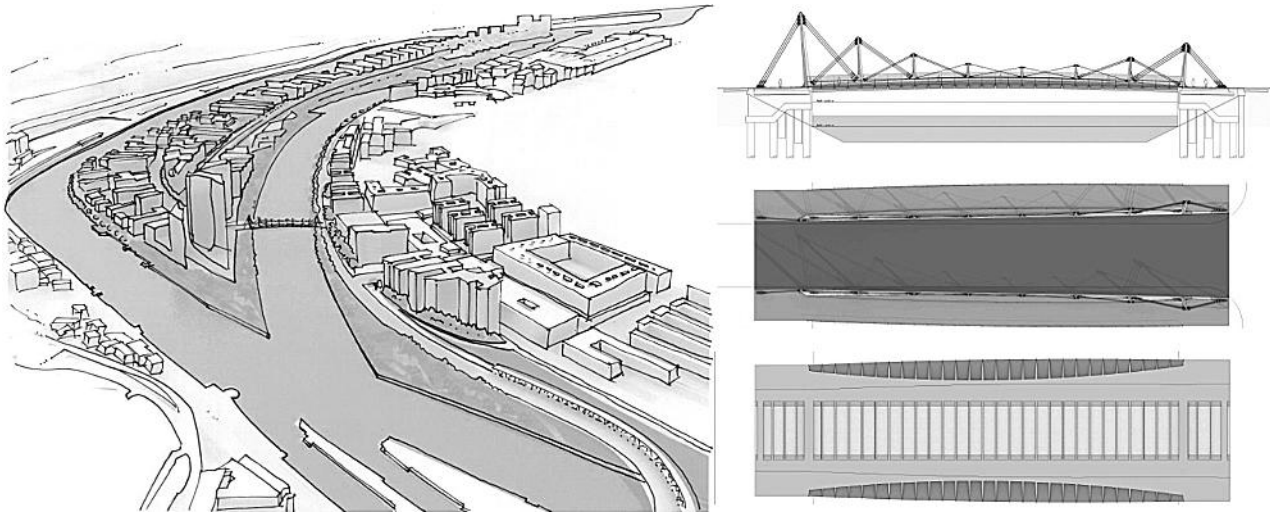
El puente así planteado sintetiza una parte importante de la historia de Bilbao y su ría y, más concretamente, de la península de Zorrotzaurre y el canal de Deusto, al evocar con su diseño el pasado portuario e industrial de la zona. La imagen de la sucesión de mástiles de la estructura recuerda la sucesión de grúas que ha habido y sigue habiendo en las márgenes de la ría del Nervión, a la sucesión de mástiles y chimeneas de los barcos que atracaban y atracan en las instalaciones portuarias de la ría y el canal, y a las chimeneas de las propias industrias que se ubicaban y ubican a los márgenes de la ría (figs. 6 a 8 y 11) [2].

La distribución de mástiles del esquema propuesto, radial según la curvatura de la cara superior de las vigas en vientre de pez a modo de engranaje, ayuda también a evocar el pasado de la zona (figs. 9 y 11). Asimismo, la imagen del puente, la tecnología empleada en él y el mecanismo resistente de viga ayudada sirven de homenaje al relativamente próximo Puente Colgante de Bizkaia, Patrimonio de la Humanidad (fig. 10) [3].

El diseño propuesto, como lo fue el de muchos del resto de los puentes de Bilbao en el momento de su construcción, es representativo del estado del arte en la tecnología de puentes. La solución es altamente tecnológica y muy singular, prácticamente única, al no haber precedentes en el uso de una tipología como esta en un puente de carretera. Este puente estará en la vanguardia tecnológica, característica que ha definido a la ciudad de Bilbao a lo largo de los años.



Figuras 11 y 12. Figura 11 (izquierda). Contexto portuario industrial, engranajes y alineación radial de mástiles. Figura 12 (derecha). Esquema preliminar del puente diseñado.



Figuras 13 y 14. Figura 13 (izquierda). Croquis en el que se refleja la integración de la solución en la futura isla de Zorrotzaurre. Figura 14 (derecha). Alzado, planta y planta espejo del puente.

En cuanto a los materiales a emplear en su construcción, se planteó el uso de acero como material principal, lo que entronca conceptualmente con la tradición siderúrgica de la ciudad y la ría, así como con otras importantes actuaciones que se han venido realizando en las riberas en tiempos recientes, también proyectadas en distintos tipos de acero.

2.2. El puente diseñado

El puente permite salvar los 75 m de anchura del canal de Deusto con un esquema estructural innovador y que supone una reducida presencia visual sobre el tablero (figs. 13 y 14). Se emplean dos vigas tipo Fink invertidas como estructura principal, con mástiles de altura variable y un cordón inferior en vientre de pez, de canto y ancho estructural también variables. Estas vigas, situadas entre la calzada y las zonas de acera + carril bici, sirven, además de elemento estructural principal del puente, como separación de tráfico y lugar de descanso (incorporan un banco en la propia estructura del cordón inferior), confiriendo una sensación psicológica de protección y seguridad a los peatones y ciclistas, y permitiéndoles disfrutar de las vistas al canal. La

distribución de luces de los cordones inferiores de las vigas Fink invertidas y, por extensión, del puente es de 10,0 + 76,9 + 8,7 m.

El alzado del esquema Fink invertido es asimétrico para adecuarse a la disponibilidad de espacio, en cada una de las márgenes, para los cables de retenida de los mástiles extremos. De este modo, el mayor de ellos tiene una altura de 15 m sobre el tablero, su opuesto de 9 m y el menor de todos de 2 m (fig. 14). La sección de estos mástiles es cuadrada y variable, de dimensiones máximas en sus arranques (figs. 15-18).

Los cordones inferiores en vientre de pez, ubicados parcialmente bajo la rasante, tienen una sección transversal poligonal irregular, con canto y ancho variables simétricamente respecto al centro del canal (Fig. 14). Su canto es de 1,0 m en la sección de apoyo en los bordes del canal y de 2,35 m en el centro del puente, sobresaliendo 1,2 m por encima del pavimento de aceras (Figs. 15 y 18). Su anchura varía entre 7,30 m en la sección de apoyos y 4,45 m en centro luz. Esta variación de canto y anchura permite adaptar adecuadamente las inercias del tablero a la ley de momentos flectores de una viga de tres vanos, compatibilizando una adecuada funcionalidad con un funcionamiento estructural eficiente.



Figuras 15-18. Imágenes virtuales del puente diseñado en fase de proyecto.

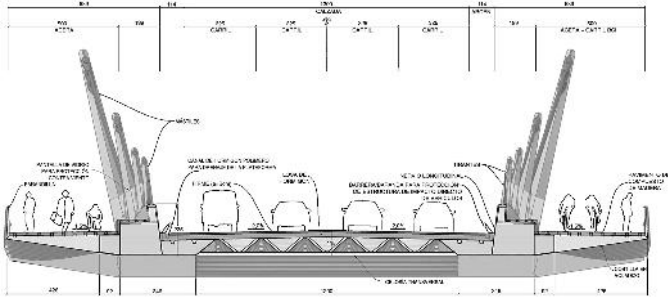


Figura 19. Sección transversal del puente en centro luz. Vista hacia la margen de Deusto.

La sección transversal del tablero tiene una anchura variable entre 26,8m y 29,0m, en los que se alojan entre 14,0 y 17,0m de anchura de plataforma (la anchura de arcén es variable), 5,0m por lado de aceras, y las bandas para ubicación de elementos estructurales. La variabilidad en la anchura del puente tiene como objetivo lograr la mejor adecuación posible al nudo viario que se forma en el desembarco en la margen de Deusto (figs. 15 y 17).

En cuanto a materiales, la estructura metálica de tablero y mástiles está constituida por acero al carbono de calidad S355 NL salvo en el caso excepcional de las orejetas de anclaje de tirantes y otras zonas especiales, en las que se ha utilizado acero de calidad S460 NL. Los tirantes que vinculan los mástiles a los nervios longitudinales de tablero son de cable cerrado de acero de alta resistencia, con anclaje superior pasivo en horquilla e inferior activo en horquilla con tensor. Para evitar que estos tirantes coincidan en un mismo plano, los mástiles se van inclinando progresivamente desde la margen de Zorrotzaurre hasta la de Deusto (figs. 17, 19 y 20).

Los nervios principales de tablero se vinculan entre sí mediante diafragmas en celosía tipo Warren, ubicados bajo la rasante, que permiten alojar las conducciones que cruzan el canal a través del puente (fig. 19). El pavimento de las aceras es una tarima de compuesto de madera sobre vigas de madera laminada

que se apoyan en la estructura metálica (en los nervios longitudinales o en costillas metálicas con sección triangular que parten de ellos). Este tipo de pavimento (figs. 19 y 20) aporta la calidez de la madera, gran durabilidad y baja resbaladividad.

Los estribos cumplen funciones adicionales a las que habitualmente se requieren. Alojan una parte de los sistemas de anclaje de la reacción vertical que se genera en los extremos de los vanos laterales, un gran contrapeso para compensar esta reacción vertical y una gran arqueta visitable para inspección y mantenimiento de estos sistemas de anclaje, los aparatos de apoyo, la estructura metálica y las conducciones que cruzan el canal a través del puente (fig. 20).

Para adaptarse a la solución de contención del proyecto de apertura del Canal de Deusto se ha planteado una cimentación sobre una pantalla perimetral de pilotes de 1,5 m de diámetro y, en el borde trasero, una alineación de pilotes del mismo diámetro más separados en el caso del estribo de la margen de Zorrotzaurre, y una pantalla pilotes de casi tangentes de 1,0 m de diámetro (para evitar interrupciones del tráfico durante la ejecución de las obras), en el caso del estribo de la margen de Deusto.

Se ha buscado un sistema de alumbrado que se integre en la medida de lo posible en la estructura para provocar una mínima interferencia visual y dificultar que se vea afectado por actos vandálicos. Todas las luminarias propuestas son tipo LED. La iluminación funcional de la calzada se realiza desde los mástiles y la de las zonas peatonales desde las barandillas y desde los bancos situados al pie de los mástiles, por medio de luminarias lineales. Se han planteado también iluminaciones ornamentales de los mástiles con proyectores y de la cara inferior del tablero, por reflexión en la lámina de agua del canal, con luminarias lineales.

2.3. Comportamiento y análisis estructural

El comportamiento estructural del puente responde a la suma de dos esquemas claramente diferenciados. En el caso del esquema principal, la viga Fink invertida funciona como una sucesión de atirantamientos en la que los mástiles, salvo en los extremos, no están sustentados en un punto fijo. Cuanto más deformable resulta el punto de apoyo del mástil, menos eficaz es su atirantamiento. Por esta razón, los mástiles van perdiendo eficacia según se aproximan a centro luz (de ahí el descenso de su altura), y el correcto tesado de los tirantes resulta un aspecto fundamental para alcanzar la eficiencia del esquema. Para compensar la pérdida de eficacia del esquema anterior según se avanza de apoyos a centro luz, se le ha sumado la viga en vientre de pez invertido descrita anteriormente.

Para el dimensionamiento y la verificación de los distintos elementos de la estructura se ha empleado, como modelo de cálculo principal, un modelo de elementos finitos (EF) tipo barra (figs. 21 y 22) en el que los cables se han modelizado como tales, con sus cargas de tesado correspondientes, y la losa de tablero con un emparrillado bicapa. Para tener en cuenta los efectos de segundo orden se ha realizado un análisis no lineal, habiendo introducido en el modelo las imperfecciones geométricas equivalentes afines a la deformada de pandeo. Con este modelo se

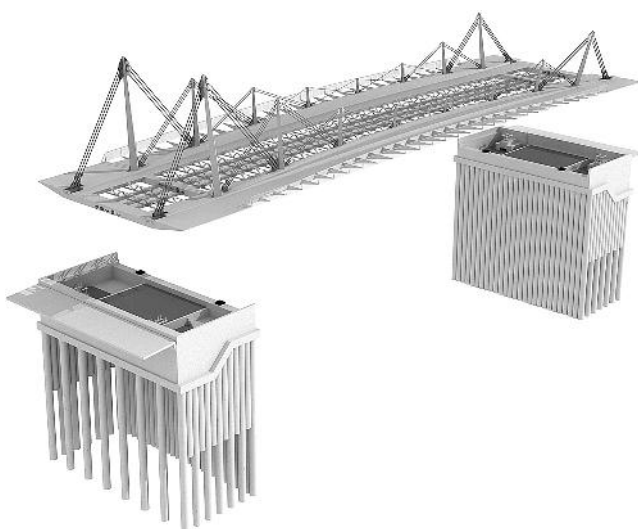
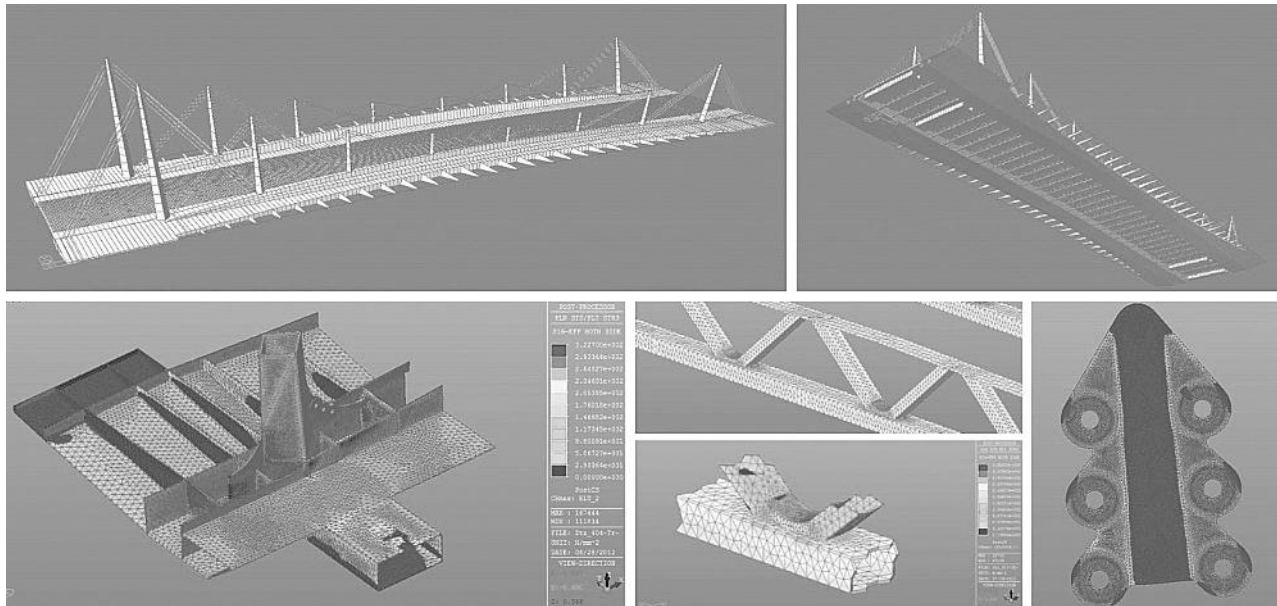


Figura 20. Imagen virtual en la que se muestra la estructura metálica y las cimentaciones del puente.



Figuras 21-26. Modelos de cálculo (de izquierda a derecha y de arriba abajo). Figuras 21 y 22. Modelo general. Figura 23. Modelo de detalle de EF tipo lámina de uno de los nudos de la estructura. Figuras 24 y 25. Celosías modelizadas mediante EF tipo lámina integradas en el modelo general. Figura 26. Uno de los modelos de EF tipo lámina para el diseño y análisis de las orejetas de anclaje de los tirantes.

han realizado la mayor parte de comprobaciones seccionales en ELU y en ELS.

Los distintos tipos de nudos de la estructura metálica del tablero, incluyendo los de las celosías transversales, se han analizado, tanto en primer como segundo orden, por medio de modelos de EF tipo lámina incorporados al modelo general (reemplazando a los elementos tipo barra correspondientes, figs. 23 a 25). También se han analizado por medio de EF tipo lámina las orejetas de vinculación tirante-estructura (fig. 26).

La adecuada comprobación de la respuesta dinámica de la estructura es un aspecto importante en un puente esbelto y de tipología singular como el que nos ocupa, que prevé tener un tráfico peatonal intenso y cuenta con voladizos laterales transitables esbeltos. Por este motivo se ha realizado un estudio de vibraciones avanzado, con el que se han analizado tanto las vibraciones inducidas por el tráfico peatonal (incluso considerando la calzada ocupada por peatones) como las inducidas por el paso de vehículos pesados a distintas velocidades sobre la plataforma. Se ha comprobado que, en ambos casos, las aceleraciones producidas se encuentran dentro de los rangos de confort para los usuarios admisibles (según lo recogido en IAP-11, EUR 23984 EN, etc.).

3. Construcción del puente

La construcción se ha llevado a cabo en seco, ya que la apertura del Canal de Deusto se completará una vez que el puente se ha ejecutado y está en servicio. En el caso de esta tipología este hecho resulta determinante, ya que no permite su construcción por avance en voladizo desde sus mástiles extremos, siendo el empleo de apoyos provisionales intermedios indispensable [4].

3.1. Estribos y apoyos provisionales

La construcción de los estribos comenzó con una excavación a cielo abierto (fig. 27), tras la que se ejecutaron los pilotes de cimentación de 1,50 m de diámetro (26 en el estribo 1 y 23 en el estribo 2), con una longitud de aproximadamente 20 m. Durante estos trabajos fue necesario un bombeo continuo por encontrarse bajo el nivel freático. Posteriormente se ejecutó la estructura de hormigón armado de los estribos, incluyendo la disposición de las orejetas de anclaje de las bielas de retenida.

Dado que el contrapeso no era necesario hasta la puesta en carga de la estructura del puente y que interfería con las conducciones, el relleno de hormigón en masa se realizó posteriormente, cuando ya se había avanzado en la ejecución de la estructura metálica (fig. 28).

Los apoyos provisionales (figs. 29 y 30) estaban formados por un apeo metálico sobre encepado de 4 pilotes hincados de hormigón armado. Estos apoyos se diseñaron para soportar una reacción máxima de 2.000 kN, con una doble función: servir

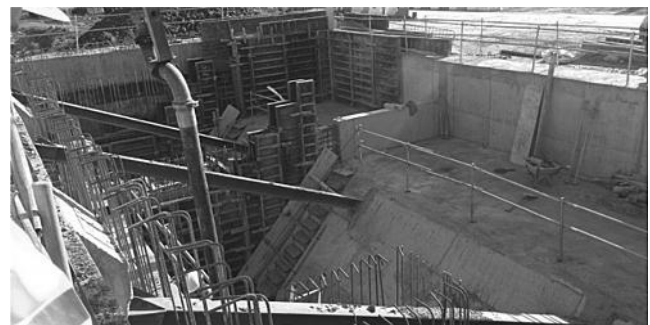


Figura 27. Vista interior del estribo 2.



Figura 28. Hormigonado de contrapeso.

como apoyo de la estructura metálica durante su montaje en obra y alojar el gato utilizado durante la puesta en carga y desapeo final de la estructura completa.

3.2. Estructura metálica

La estructura metálica se fabricó en taller en piezas (fig. 31). Se fabricaron los cajones longitudinales en tramos de aproximadamente 11 m de longitud, cada una de las celosías y riostras transversales, los 16 mástiles y las costillas en voladizo de aceras con el montante de barandilla correspondiente. Todas las piezas se colocaron en su posición mediante grúas de gran tonelaje (fig. 32).

Siendo un puente urbano y estando parte de la estructura metálica a la vista y muy cercana a los usuarios del puente, se puso especial cuidado en el acabado de las uniones de estas zonas, siendo todas ellas soldaduras esmeriladas. Se estudió especialmente la ejecución de los mástiles, optando por soldar en taller sus cuatro aristas y mecanizarlas posteriormente en la pieza completa, obteniendo así el acuerdo circular definido en proyecto. Dada la complejidad de este procedimiento y su influencia en el acabado final, se decidió hacer un ensayo a escala real con un resultado completamente satisfactorio (figs. 33 y 34). Posteriormente se comprobó en obra que el resultado final en todos los mástiles era el buscado (fig. 35).

Las bielas de retenida (fig. 36) se montaron una vez dispuestos los tramos extremos de los cajones metálicos. Estas bielas transmiten la carga de retenida al contrapeso mediante una orejeta inferior anclada al estribo con 14 barras pretensadas $\varnothing 50$.

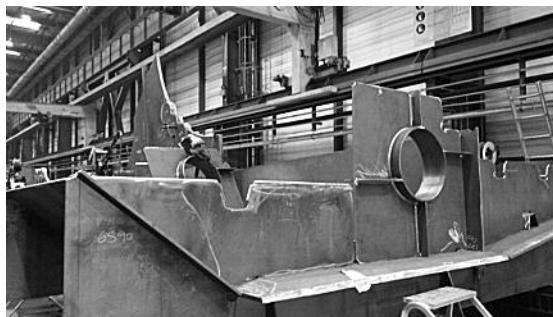
Las costillas metálicas de los voladizos de aceras y su prolongación vertical en el montante de la barandilla, de sección triangular, se fabricaron en taller mediante chapa plegada formando la arista vista (figs. 37-39). Así se permitía eliminar esa soldadura, evitando posibles deformaciones durante su ejecución y obteniéndose un excelente resultado estético en el montante de la barandilla.

3.3. Tirantes

El puente consta de 64 tirantes de cable cerrado con terminal pasivo superior y activo inferior, de diámetros comprendidos entre 50 y 90 mm. Se transportaron desde las instalaciones de



Figuras 29 y 30. Apoyo provisional, previamente a colocar la estructura y con el gato de apeo.



Figuras 31 y 32. Fabricación en taller e instalación de piezas metálicas en obra.



Figuras 33 y 34. Ensayo de soldadura y mecanizado posterior de la unión en arista del mástil.



Figuras 35 y 36. Figura 35 (izquierda). Vista de mástiles acopiados en obra. Figura 36 (derecha). Bielas de retenida.

Pfeifer, en Alemania, a obra embalados de forma diferente en función de la longitud de estos (figs. 40 y 41). Los terminales activos (figs. 42 y 43) se completaron en obra.

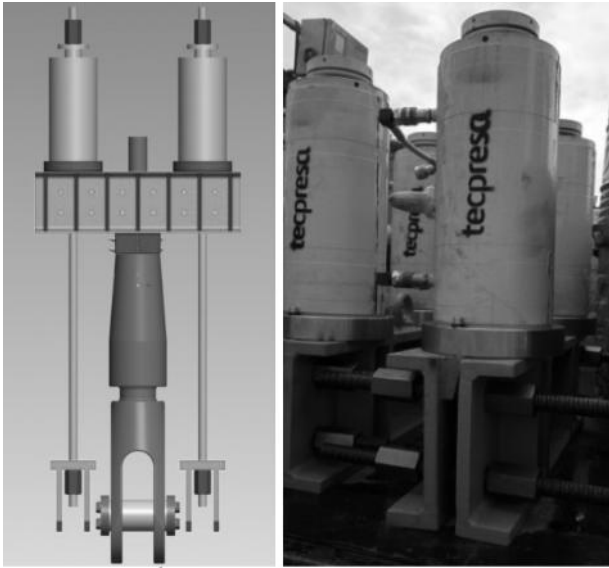


Figuras 37-39. Vistas de una costilla con montante vertical y detalle de chapa plegada.

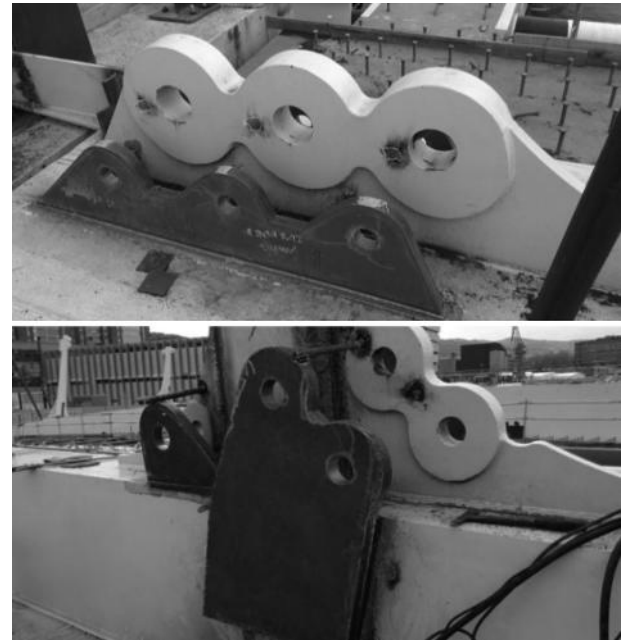
La instalación de los tirantes se realizó una vez que se había completado la estructura metálica de tablero y mástiles, izándolos mediante dos grúas. En esta operación era importante el desenrollado de los tirantes de mayor longitud, para evitar que estos pudieran «deshilarse», lo que hubiera provocado importantes retrasos.



Figuras 40-43. Tirantes de cable cerrado acopiados en obra y elementos de terminales activos de los tirantes.



Figuras 44 y 45. Útil de tesado, render previo (infografía: Tecpresa) y útil fabricado.



Figuras 46 y 47. Orejetas provisionales.

3.4. Procedimiento de tesado y puesta en carga

3.4.1. Trabajos previos

Para llevar a cabo el tesado de los tirantes del puente, Tecpresa (empresa encargada de las operaciones de tesado y puesta en carga) diseñó y fabricó previamente los útiles de tesado (figs. 44 y 45). Estos útiles estaban formados por dos barras roscadas de acero de alta resistencia, terminales de fijación a las orejetas provisionales, gatos de tesado y perfiles de apoyo de los gatos sobre el terminal. Eran regulables para ajustarse a los diferentes diámetros de tirante y separaciones entre orejetas provisionales. Fueron necesarios 4 útiles, para permitir el tesado de 2 parejas de tirantes al mismo tiempo.

Asimismo, se diseñaron y fabricaron orejetas provisionales (figs. 46 y 47) situadas a ambos lados de todas las orejetas inferiores, para anclar los útiles de tesado y transmitir la carga a la estructura. Estas orejetas, soldadas a los cajones longitudinales, fueron eliminadas una vez que finalizó el proceso de tesado (fig. 48).

3.4.2. Procedimiento

El procedimiento de tesado diseñado constaba de 19 fases en las que se actuaba tesando tirantes o sobre los gatos de apeo. La premisa principal era alcanzar la carga objetivo en cada tirante realizando el menor número de operaciones de tesado. Durante el proceso se impuso la condición de no sobrepasar la carga admisible de los apoyos provisionales y que no se produjeran despegues, así se conseguía que el tesado de las dos parejas de tirantes de una fase no afectase a la carga de los tirantes restantes. De esta forma únicamente fue necesario realizar dos pasadas de tesado sobre 6 de las 16 parejas de tirantes (y sus simétricos). El procedimiento se pudo llevar a cabo gracias a contar con instrumentación en tiempo real, con acceso remoto vía Internet (fig. 49).



Figura 48. Tesado de pareja de tirantes.

En cada fase se actuaba siempre sobre la pareja de tirantes de un mismo mástil y su simétrica respecto al eje del tablero. Así se introducían cargas centradas en dicho mástil y las solicitaciones provocadas en ambos cajones longitudinales eran simétricas, evitándose posibles esfuerzos adicionales en las celosías transversales.

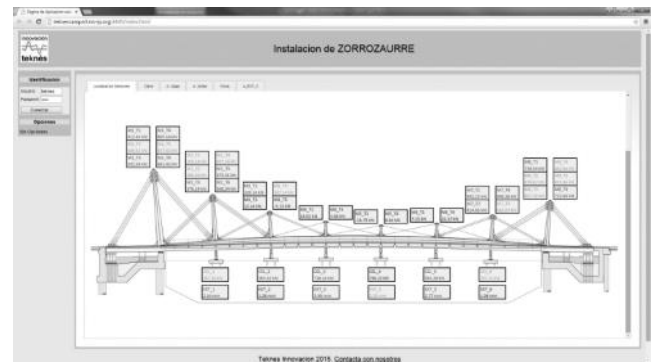


Figura 49. Aplicación para acceso remoto a instrumentación durante el procedimiento de tesado y puesta en carga.



Figura 50. Hormigonado de la losa.

3.5. Losa de hormigón armado

La losa de hormigón de la zona de plataforma de calzada entre planos de tirantes se ejecutó sobre un encofrado dispuesto entre celosías y riostras transversales, para evitar que el peso del hormigón fresco actuase sobre las celosías previamente al endurecimiento de la propia losa, que actúa como cordón superior de estas (fig. 50).

Este procedimiento es posible ya que el puente se construye en seco, pudiéndose cimbrar el encofrado mediante puntales directamente sobre el terreno.

3.6. Acabados

Los acabados incluyen la capa final de pintura de la estructura metálica, el firme de la calzada, la estructura de madera laminada y pavimento en aceras, barandillas, pantallas anti-viento e iluminación (figs. 51-53).

Tabla 1
Canales de instrumentación

Medición	Canales
Fuerza en los cables	64
Fuerza en las bielas de retenida	24
Carga en apeos	12
Desplazamientos en apeos	12
Desplazamientos en apoyos	4
Útil de tesado	8



Figura 54. Galga extensiométrica en tirante.

4. Instrumentación

Teknés Innovación monitorizó la construcción del puente en tiempo real, mediante la implementación de un complejo sistema de 232 canales (tabla 1).

Se colocó una galga extensiométrica, más una de reserva, en cada uno de los cables. También se instrumentaron los útiles de tesado, lo que permitió comprobar las galgas de los cables aprovechando las operaciones de tesado (figs. 54 y 55).



Figuras 51-53. Vistas del puente terminado (Fotos: Carlos Garmendia).



Figura 55. Instrumentación de apeos.

Se controlaron además las cargas en las bielas de retenida, así como los aparatos de apoyo esféricos, para evitar que, debido a un sobre-tesado de los tirantes, se produjeran despegues en los mismos.

Todo esto se completó con 12 células de carga, una en cada apeo provisional, que permitían tener un control continuo del reparto de cargas durante toda la operación de tesado. Todos los datos eran accesibles en tiempo real a través de Internet.

5. Prueba de carga

Una vez finalizado el puente, se realizaron las preceptivas pruebas de carga estáticas y dinámicas.

La prueba de carga estática (figs. 56-57) se realizó en 4 hipótesis y se emplearon un total de 20 camiones de 38 toneladas cada uno. Las aceras se cargaron con palets de baldosas. El control de los desplazamientos se realizó con 17 extensómetros que permitían tener un control en tiempo real del comportamiento de la estructura.

La prueba de carga dinámica se realizó con un camión de 38 toneladas pasando a velocidades de 5, 20 y 30 km/h, por distintos carriles, con y sin tablón RILEM. Se midieron aceleraciones en



Figura 56. Prueba de carga estática.

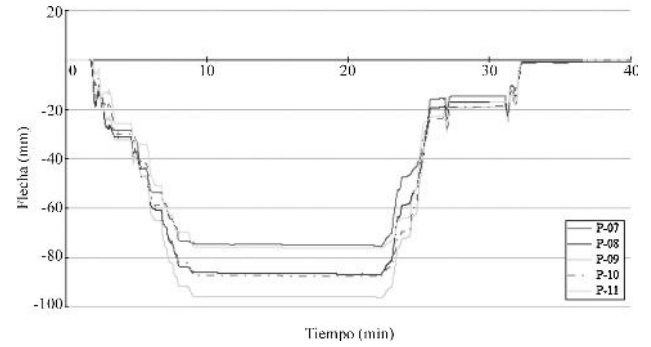


Figura 57. Desplazamientos obtenidos.



Figura 58. Tablón RILEM.

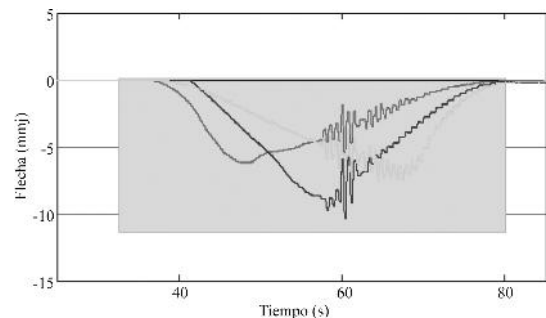


Figura 59. Deformaciones con RILEM.

7 puntos con acelerómetros triaxiales, y flechas en tres puntos a lo largo del eje central de la estructura (figs. 58-59).

Los ensayos dinámicos realizados sin tablón RILEM indican que el coeficiente de impacto es 1,0. Así mismo, las aceleraciones verticales medidas son inferiores a $0,5 \text{ m/s}^2$,

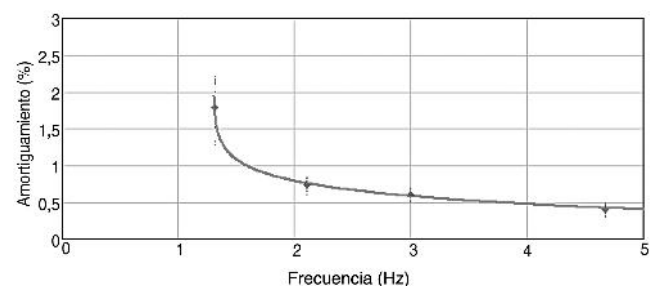


Figura 60. Amortiguamiento vs. frecuencia.



Figura 61. Vista del puente terminado (Foto: Carlos Garmendia).

y las horizontales menores que $0,1 \text{ m/s}^2$, lo que sitúa a la estructura en el Grado de Confort máximo según la norma española.

De los ensayos con tablón RILEM se obtuvieron las frecuencias de vibración de la estructura y el amortiguamiento. La frecuencia fundamental medida es de 1,31 Hz, frente a la teórica de 1,22 Hz. Se observó que el amortiguamiento decrece asintóticamente hasta 0,5% desde un valor de 1,5% para las frecuencias más altas (fig. 60). Tanto la prueba de carga dinámica como la estática arrojaron resultados satisfactorios.

6. Conclusión

El puente diseñado y construido (fig. 61) transmite transparencia y esbeltez, cumple con los requerimientos hidráulicos y tiene una escala adecuada a su entorno urbano. Se ha buscado crear un puente único, que sea representativo del estado del arte

como lo fueron otros puentes de Bilbao en su momento. Además, el hecho excepcional de que el cauce se excave tras su ejecución permite que el planteamiento de esta atípica tipología, al ser construida en seco, haya resultado viable económicamente.

Actualmente el puente se encuentra en servicio, pero aún no se ha finalizado la ejecución del canal que transformará la península de Zorrotzaurre en la futura isla.

Referencias

- [1] H. Beade, G. Capellán, P. Alfonso, M. García, J. Ruiz, R. Sobrino, Una solución innovadora para el nuevo puente de acceso a la futura isla de Zorrotzaurre en Bilbao, VII Congreso ACHE, Madrid, 2014.
- [2] R. Esparza, *Bilboko Portua*, Lunwerg Editores, Barcelona, 2002.
- [3] M. Onzain, *La Ría de Bilbao*, Fundación Esteyco, Madrid, 1999.
- [4] G. Capellán, H. Beade, P. Alfonso, J. López, V. García, Design and construction of Frank Ghery Bridge. First access to New Island of Zorrotzaurre in Bilbao, 19th IABSE Congress, Stockholm, 2016.

Original

Detección de daño en vigas de hormigón pretensado mediante el método de curvatura de la elástica

Damage detection of prestressed concrete beams by the method of curvature of the elastic

Germán D. Ercolani ^{a,b}, Néstor F. Ortega ^{a,c,*} y Daniel H. Felix ^a

^a Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca, Argentina

^b Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Argentina

^c Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina

Recibido el 5 de octubre de 2016; aceptado el 23 de septiembre de 2017

Disponible en Internet el 20 de noviembre de 2017

Resumen

En el momento de inspeccionar y garantizar la seguridad de una estructura existente es importante contar con técnicas adecuadas que permitan detectar la presencia de daño en la misma. En el presente trabajo se estudia el método de curvatura de la elástica, aplicado específicamente a la detección de fisuras por flexión en vigas de hormigón pretensado, tipología ampliamente utilizada en puentes carreteros. Los estudios se realizaron sobre un conjunto de modelos tridimensionales, mediante el método de los elementos finitos. Se realizaron distintos análisis de sensibilidad que permitieron determinar con éxito los distintos parámetros requeridos por el método de curvatura de la elástica en el momento de ser llevado a la práctica.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón pretensado; Detección de daño; Fisuras; Elementos finitos; Elástica

Abstract

At the time of inspecting and ensuring the safety of an existing structure, it is important to have proper techniques to detect the presence of damage in that structure. In this work, a study is made of the method of curvature of the elasticity, applied specifically to the detection of bending cracks in pre-stressed concrete beams, a typology widely used in highway bridges. The studies were performed on a set of three-dimensional models, using the finite element method. Different sensitivity analyses were carried out to determine, successfully, the required parameters for the implementation of the method of curvature of the elasticity in practice.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Pre-stressed concrete; Damage detection; Cracks; Finite elements; Elasticity

1. Introducción

Las patologías que pueden presentar las estructuras de hormigón pretensado son variadas, no obstante, al igual que en toda estructura de hormigón, la manifestación más corriente de las mismas es a través de la aparición de fisuras. Esto ha dado lugar

a numerosos estudios acerca de la fisuración del hormigón pretensado en distintas edades del mismo y por diversas causas [1,2,3].

Si bien, en muchos casos, una estructura de hormigón que presenta fisuras, puede igualmente cumplir su función estructural, dependiendo del grado de avance del daño y la velocidad de extensión del mismo; la sola presencia de las mismas merece la atención, ya que pueden significar un riesgo potencial para la seguridad de la estructura. Además, en una estructura de

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: nfortega@criba.edu.ar (N.F. Ortega).

hormigón armado o pretensado inicialmente fisurada, las mismas facilitan el ingreso de agentes corrosivos que pueden alcanzar al acero, con el agravante, en el caso del acero de pretensar, que el mismo es mucho más sensible a la corrosión que el acero de armar, al trabajar a tensiones mucho más elevadas, ya que para el mismo valor de pérdida de sección, la disminución en su resistencia resulta mucho más traumática, pudiendo llegarse a una falla progresiva de los cables de pretensado [4,5].

Dentro de las distintas patologías que pueden presentar las estructuras de hormigón pretensado, en este trabajo, se estudian aquellas que se manifiestan a través de típicas fisuras de flexión.

Las fisuras por flexión que aparecen en condiciones de servicio, en la cara inferior del elemento estructural, son fisuras verticales, normalmente de altura creciente hacia el centro de la luz. El ancho de las mismas es variable, cerrándose hacia la parte superior. Son varias las causas que pueden dar origen a la aparición de estas fisuras, encontrándose entre las más frecuentes la pérdida en la fuerza de pretensado que se da con el paso del tiempo, posibles excesos en las solicitaciones de servicio, defectos constructivos y asentamientos diferenciales en estructuras hiperestáticas, entre otras [6]. Dichas causas pueden darse en forma individual o bien combinadas entre sí, agravando la situación.

Una particularidad en las estructuras de hormigón pretensado, respecto al hormigón armado, es que en el caso de las primeras, la acción del pretensado tiende a mantener a las fisuras cerradas, una vez que la causa que las originó ha desaparecido. Esto dificulta incluso las inspecciones visuales de la estructura como primer diagnóstico general. De esta manera, surge la necesidad de desarrollar y/o validar métodos que permitan inspeccionar el estado de la estructura en cuestión con la finalidad de, primero detectar la presencia de daño, luego localizarlo y en lo posible cuantificarlo, con el objetivo de tomar posteriores medidas de intervención.

En este trabajo, se evalúa la aplicabilidad de un método de detección de daño que llamaremos método de curvatura de la elástica (MCE), sobre vigas de hormigón pretensado y las consideraciones a tener en cuenta, a fin de detectar posibles fisuras discretas presentes en las mismas. Este método presentado en el año 1991 por Pandey et al. [7] se ha aplicado con éxito en diversos tipos de estructuras. En el trabajo presente, el método es aplicado a partir de desplazamientos obtenidos en forma estática [8,9,10,11] [12], aunque también puede ser aplicado a partir de desplazamientos obtenidos para excitaciones dinámicas de la estructura [7,13,14].

El objetivo planteado en este trabajo, fundamentalmente es profundizar en cuestiones que tienen que ver con la aplicación del método en la práctica, para lo cual se realizaron diversos análisis de sensibilidad, tales como densidad de mediciones necesarias y precisión de las mismas, entre otras que se

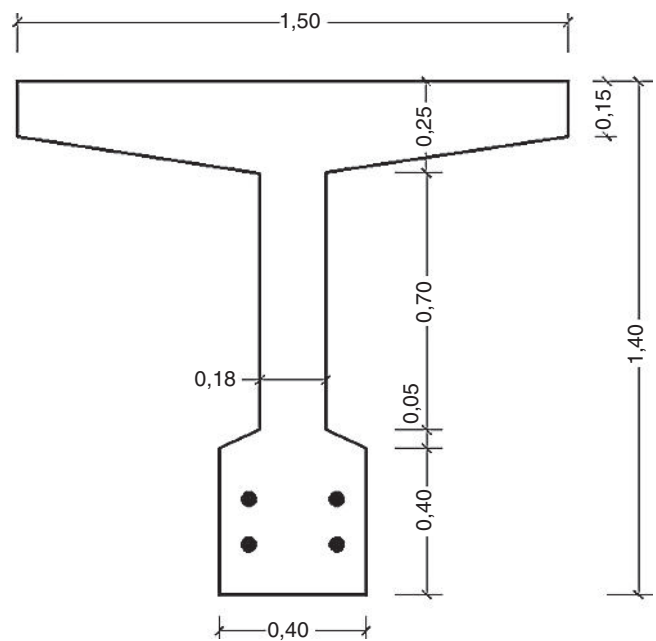


Figura 2. Sección transversal de la viga en la zona central de la luz.

comentan en las siguientes secciones. Para ello, se modeló mediante el método de los elementos finitos, una viga típica de un puente de hormigón pretensado, simplemente apoyada, de sección tipo T. En primer lugar, se modeló y analizó la viga no fisurada y luego se introdujo una fisura discreta, en la zona inferior de la misma, en distintas posiciones de su longitud y con profundidades variables. Un detalle de la misma puede observarse en las figuras 1 y 2. Posteriormente, se aplicó el MCE con el fin de validarlo, y de determinar su eficacia para detectar, localizar y cuantificar la presencia de daño.

Cabe mencionar que el modelo analizado se proyectó de acuerdo a la norma CIRSOC 201 [15] la cual está fuertemente inspirada en la norma norteamericana ACI 318 [16].

2. Características del modelo

La modelización numérica de la estructura en estudio queda definida mediante la geometría, las propiedades mecánicas, los estados de carga y la configuración del estado de fisuración.

2.1. Geometría

Se trata de una viga simplemente apoyada, de sección tipo T, con cuatro cables rectos adherentes. Las características geométricas de la viga con sus dimensiones se ilustran en las figuras 1 y 2.

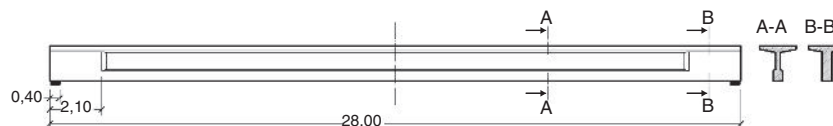


Figura 1. Vista lateral y secciones de la viga.

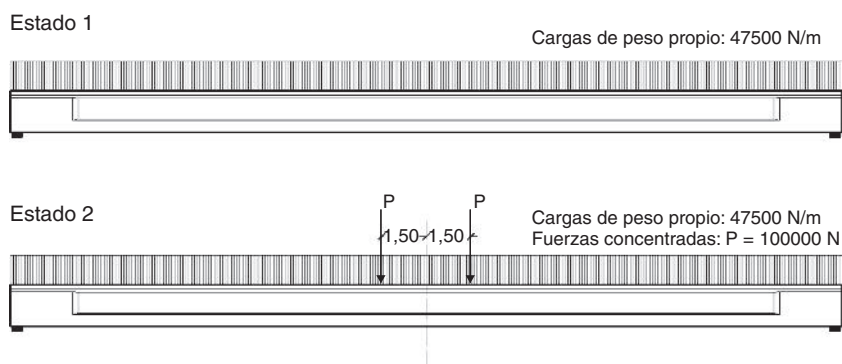


Figura 3. Estados de carga considerados.



Figura 4. Vista longitudinal de la viga, con los parámetros de definición de la fisura.

En cuanto a la armadura de pretensado, las características de la misma son las siguientes:

- Área total del acero de pretensado: 55,42 cm².
- Distancia desde la fibra superior al baricentro de la armadura de pretensado: 1,20 m.

La viga descrita corresponde al diseño del tablero de un puente, Categoría A-30 [17], formado por un total de 5 vigas tipo T dispuestas longitudinalmente. En el presente trabajo se estudia el comportamiento de una viga en forma aislada a fin de simplificar los cálculos numéricos. Las vigas fueron proyectadas para una condición de pretensado total bajo cargas de servicio, considerando las pérdidas de pretensado correspondientes, tales como acortamiento elástico del hormigón, contracción de fragüe, fluencia lenta del hormigón, acunamiento del acero de pretensado en el momento de la transferencia y relajación de la tensión en el acero de pretensado [15].

2.2. Estados de carga

La viga fue analizada bajo dos estados de carga; por un lado, sometida solo a las cargas de peso propio de la estructura y por otro, adicionando fuerzas concentradas que simularían la acción de una aplanadora que podría emplearse en un ensayo de cargas, en correspondencia a la categoría de puente [17]. Los dos estados de carga considerados pueden verse en la figura 3. Además, en ambos estados, actúa sobre la viga, una fuerza total de pretensado de 5,542 MN.

2.3. Hipótesis de daño

En primer término, se modeló y analizó la viga sin presencia de daño y posteriormente, agregando una fisura discreta en la

zona inferior de la misma. Se consideraron para este estudio diferentes ubicaciones de la fisura y distintas profundidades de la misma.

En la figura 4 se indican los parámetros que definen la configuración de la viga fisurada. El valor de los mismos se da en forma adimensional como sigue:

- Ubicación: x/l .
- Profundidad: a/h .

2.4. Modelo de elementos finitos

El modelo desarrollado con el método de elementos finitos se realizó mediante el software Comsol Multiphysics 4.4 [18].

Se trabajó con un modelo en 3D, con un mallado formado por elementos tetraédricos para ambos materiales (hormigón y acero) [19]. Fue realizado un refinamiento en la zona cercana a los cables de pretensado y en la posición de la fisura, como se muestra en la figura 5. Para simular el efecto del pretensado se aplicó una deformación inicial a dichos cables. No se contempló una modelación especial de la interface hormigón – acero, considerándose en consecuencia, una adherencia perfecta entre ambos materiales.

En cuanto a los materiales del modelo, se los consideró homogéneos, continuos e isotrópicos, con las siguientes propiedades:

Hormigón:

- Módulo de elasticidad: $E = 25$ GPa
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,20$

Acero:

- Módulo de elasticidad: $E = 200$ GPa
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,30$

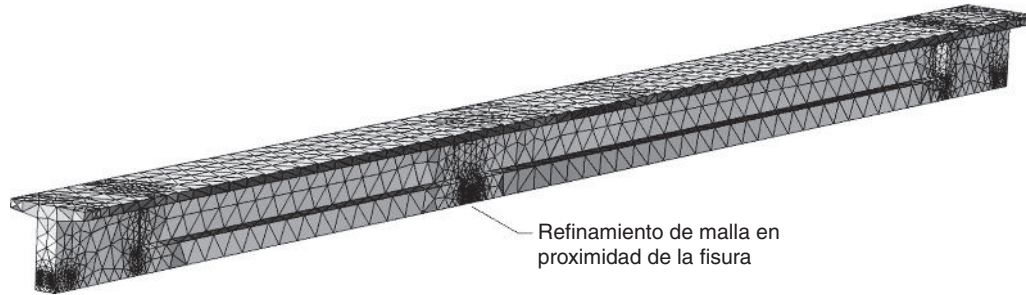


Figura 5. Vista en 3 D de la viga con refinamiento de malla en la zona fisurada.



Figura 6. Tensiones longitudinales [MPa] en la viga con una fisura en $x/l=0,40$ y de profundidad $a/h=0,25$.

Los análisis estructurales realizados en esta instancia fueron lineales, tanto geoméricamente como constitutivamente. Cabe aclarar que esta última consideración es válida en el comportamiento del hormigón, solo hasta un determinado valor de deformaciones (zona de proporcionalidad), las cuales se deben verificar para que el modelo sea representativo de la realidad. Si las deformaciones del hormigón salen de ese rango, sería más apropiado pasar a un análisis de tipo no lineal, en el cual se introduzca la curva tensión – deformación característica. Por tratarse de hormigón pretensado, en el cual las tensiones de tracción en el hormigón quedan limitadas debido a la fuerza de pretensado, puede decirse que asumir un comportamiento lineal, si bien no representa estrictamente la realidad, se considera suficientemente aceptable.

En este caso, el pretensado aplicado es tal que, para la máxima carga aplicada en la simulación del ensayo, se tienen en la fibra inferior de la viga (zona precomprimida) tensiones de tracción limitadas en el orden de 3 MPa. Para un hormigón tipo H-30 [15] este podría considerarse un valor admisible, ya que es usual considerar una resistencia a tracción del 10% de la resistencia de compresión.

A modo ilustrativo, en la figura 6 se representan las tensiones longitudinales de uno de los modelos numéricos resueltos, pudiendo observarse la concentración de tensiones en la zona de la fisura.

3. Aplicación del método de la curvatura de la elástica

La curvatura de la elástica de una estructura está dada por:

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (1)$$

Donde w es el desplazamiento de la estructura, M es el momento flector solicitante, E es el módulo de elasticidad del material e I es el momento de inercia de la sección. Luego EI representa la rigidez flexional de la estructura y se puede apreciar que si la estructura presenta un daño localizado, dicha rigidez disminuirá en el lugar del daño y por lo tanto, la magnitud de la curvatura en ese lugar aumentará. Además, cuanto mayor sea la magnitud del daño, mayor será el aumento de la curvatura.

El cálculo de la curvatura de la elástica sobre la estructura dañada, puede llevarse a cabo a través de la medición de los desplazamientos para una cierta cantidad de puntos de la estructura y luego, a partir de los mismos, realizar una aproximación mediante diferencias finitas centrales, es decir:

$$\frac{d^2w}{dx^2} \approx \frac{w_{(x-s)} - 2w_{(s)} + W_{(x+s)}}{s^2} \quad (2)$$

Donde s es la distancia entre dos puntos adyacentes de medición.

De esta manera, el MCE consiste en medir los desplazamientos verticales para una cierta cantidad de puntos de

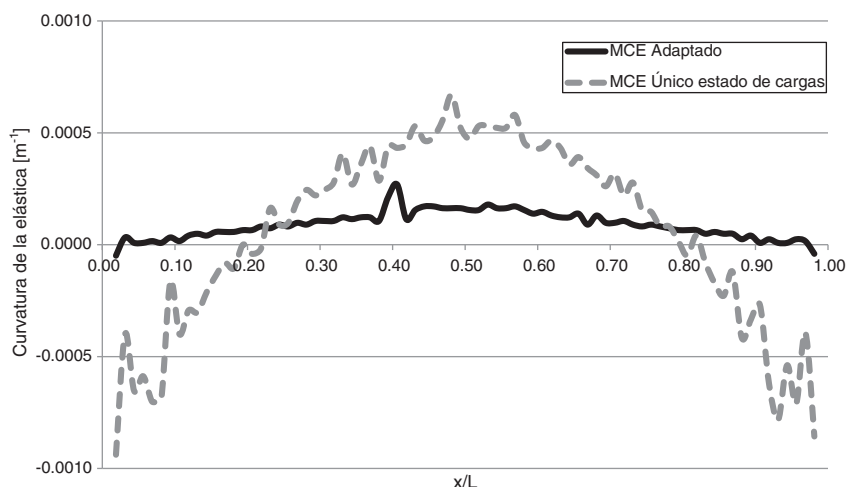


Figura 7. Método de curvatura de la elástica. $x/l=0,40$, $a/h=0,40$.

la estructura y a partir de los mismos, obtener la curvatura de la estructura deformada, con la finalidad de detectar anomalías en la misma. Por lo dicho, puede notarse que este método, no requiere conocer los desplazamientos de la estructura sin daño, siendo esto una ventaja importante frente a otros métodos, ya que resulta frecuente no disponer de los mismos.

Cabe mencionar, que otros autores han aplicado este método a partir de los desplazamientos verticales de la estructura, respecto a la horizontal, para un determinado estado de cargas [8,9,11,12]. En esta investigación se ha encontrado que, para el caso de hormigón pretensado, resulta necesario aplicar el MCE a partir de los desplazamientos provocados al pasar de un estado de cargas «A» a un estado de cargas «B». La justificación se encuentra en el hecho de que la estructura pretensada sin carga alguna, ya se encuentra deformada respecto a la horizontal. Es decir, el pretensado introduce deformaciones adicionales en la estructura, cuyos efectos pueden ser simplemente neutralizados al considerarse los desplazamientos provocados por un aumento en las solicitaciones. De esta manera, el efecto del daño sobre la estructura se vuelve más notorio para su detección. Así, por ejemplo, en la figura 7 se muestra una comparación de la aplicación del MCE sobre un modelo de viga de hormigón pretensado fisurada en $x/l=0,40$, para un único estado de cargas y con la variante propuesta. Puede notarse que solo en este último caso es posible predecir la posición de la fisura.

Por otro lado, en la figura 8 se muestra la aplicación del método de curvatura de la elástica adaptado, para una viga con una fisura discreta de profundidad $a/h=0,15$ y localizada en $x/l=0,50$. Puede notarse una marcada discontinuidad de la curva en coincidencia con la posición del daño. Esta curva fue obtenida trabajando con datos en forma continua a lo largo de la viga y con la precisión máxima arrojada por el software. Sin embargo, al momento de aplicarse el MCE en la práctica, esto podría resultar en un impedimento, por lo que es necesario ahondar en tales aspectos. Para ello se realizaron numerosos estudios de sensibilidad que se muestran en los puntos siguientes.

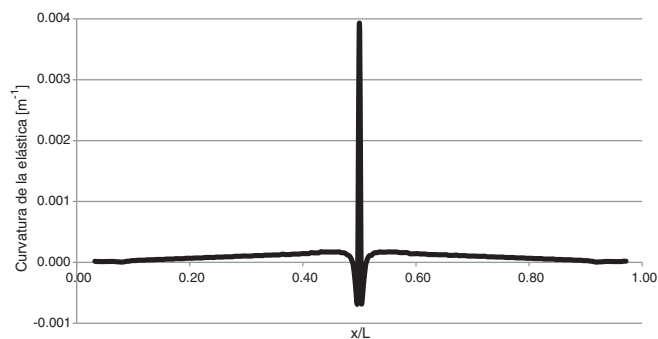


Figura 8. MCE para datos completos arrojados por el software. $x/l=0,50$, $a/h=0,15$.

3.1. Sensibilidad a la densidad de mediciones

La separación entre los puntos de medición es uno de los factores más importantes al momento de realizar el gráfico de curvatura de la elástica y, en especial, cuando se define la cantidad de elementos de medición y/o instrumentos que se emplearán en el ensayo. Por esta razón, se analizó cómo varía dicho gráfico, en la medida que se modifica la distancia entre las mediciones, conservando todas las demás variables. Esto se muestra en la figura 9, para una viga fisurada en $x/l=0,50$, con una profundidad de fisura $a/h=0,15$.

Como puede verse en la figura 9, la detección de la fisura se dificulta en la medida que aumenta la distancia entre los puntos de medición, encontrándose que una separación de $L/80$ resulta adecuada para el caso en estudio. De la misma manera sucede cuando la fisura se encuentra en otras posiciones (x/l) de la viga.

3.2. Sensibilidad a la precisión de las mediciones

De una manera similar a la descrita en 3.1, se analizó lo que sucede en la medida que se modifica la precisión en las mediciones a los fines de hallar la requerida por el MCE. En la figura 10 puede observarse la curvatura de la elástica, para mediciones tomadas con distintas precisiones, para una viga con una fisura de profundidad $a/h=0,15$, ubicada en $x/l=0,50$.

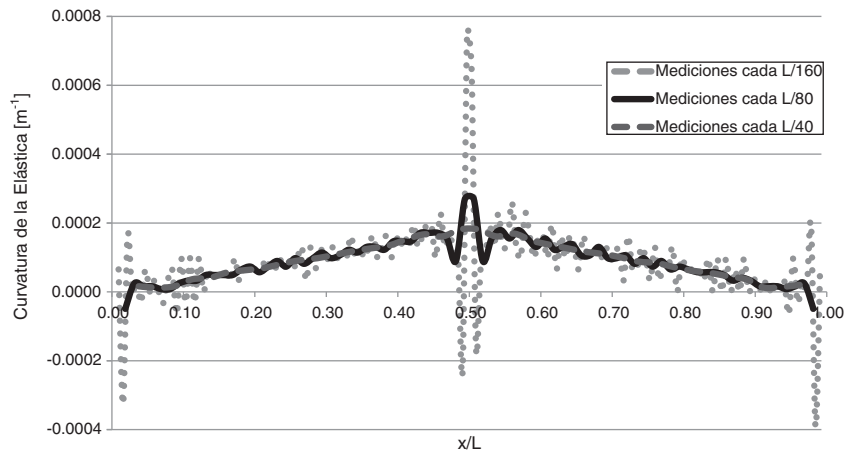


Figura 9. MCE para distintas densidades de medición. $x/l=0,50$, $a/h=0,15$.

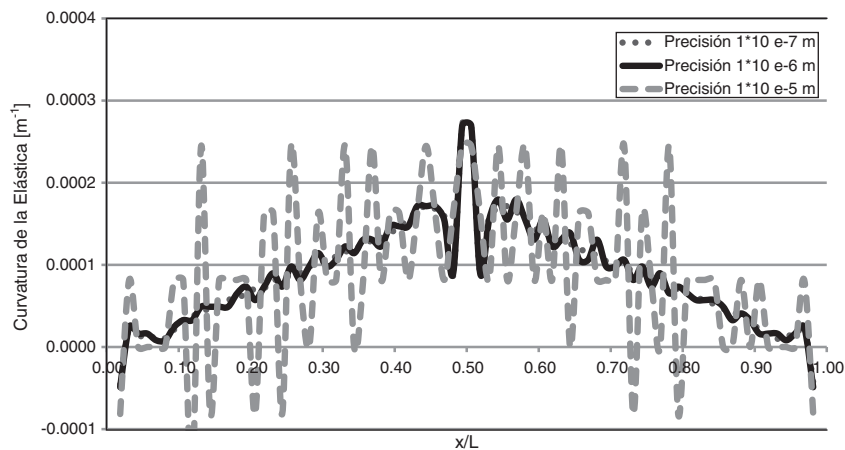


Figura 10. MCE para distintas precisiones en la medición. $x/l=0,50$, $a/h=0,15$.

Como puede notarse en la figura 10, para el modelo en estudio, se requiere de una precisión del instrumento de medición de al menos 1×10^{-6} m, a los efectos de que el daño sea detectable. Es posible obtener dicha precisión utilizando sensores como los LVDT (Linear Variable Displacement Transducers).

3.3. Sensibilidad a la posición de la fisura, respecto a los puntos de medición

Dado que al momento de realizar las mediciones, en general, se desconoce si existen o no fisuras y la posible ubicación de las mismas, resulta de interés analizar la sensibilidad del MCE cuando varía la distancia desde la fisura al punto de medición más cercano. Esto se esquematiza en la figura 11, siendo d la distancia desde la fisura al punto de medición más próximo y s la distancia entre dos puntos de medición sucesivos. Por otro lado, en la figura 12 se muestra la incidencia que se tiene en la aplicación del MCE, en función de la relación d/s , para una viga fisurada en $x/l=0,50$, con una profundidad $a/h=0,15$. En la misma se representó la magnitud del «salto» que se obtiene a través del MCE en la posición del daño.

Puede observarse en la figura 12, que la sensibilidad de detección disminuye significativamente a medida que la fisura se aleja

de los puntos de medición, con una pérdida máxima de sensibilidad del 81% cuando se encuentra centrada entre los mismos. Debido a ello, para todos los demás estudios se trabajó con la fisura en esta situación, de forma tal de cubrir la situación más desfavorable.

3.4. Sensibilidad a la ubicación de la fisura a lo largo de la viga

En la figura 13 se observa la aplicación del MCE sobre una viga con una fisura de profundidad $a/h=0,15$, ubicada en distintas posiciones a lo largo de la misma. En estos casos, se trabajó con mediciones cada $L/80$, con una precisión de 1×10^{-6} m y la fisura centrada entre dos puntos de medición. Puede notarse que bajo dichas condiciones, el MCE fue efectivo para detectar la presencia del daño y su localización.

3.5. Sensibilidad a la magnitud del daño

Se realizaron modelos con distintas profundidades de fisuras y se compararon los resultados, a fin de evaluar cómo influye la magnitud del daño y de establecer la mínima profundidad de fisura que es posible detectar. En la figura 14 se muestra dicho

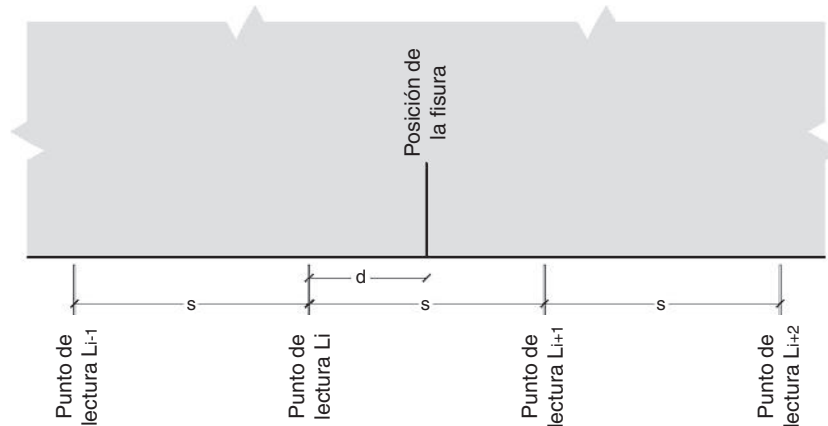


Figura 11. Esquema de ubicación de la fisura respecto al punto de medición más cercano.

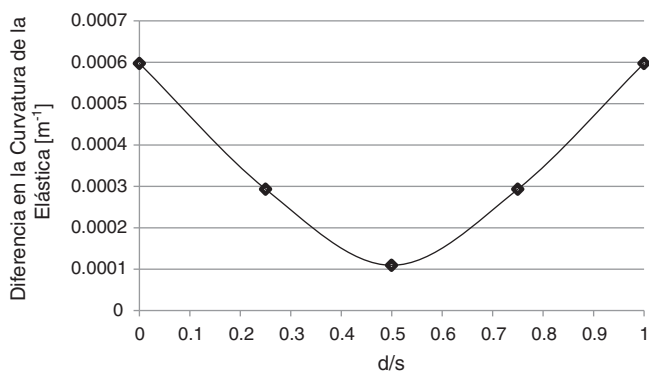


Figura 12. Diferencia en la curvatura de la elástica, en función de la distancia desde la fisura al punto de medición más próximo. $x/l=0,50$, $a/h=0,15$.

análisis, cuando el daño se encuentra ubicado en $x/l=0,40$. La fisura de $a/h=0,10$ fue claramente detectada, pero ya no sucedió así con fisuras de $a/h=0,05$, ya que en este caso, la discontinuidad comenzaba a confundirse con las irregularidades del resto de la elástica.

La figura 14, también permite apreciar que se puede obtener una relación entre la discontinuidad que se aprecia en el gráfico y la magnitud del daño. En tal sentido, se realizó la figura 15, en la cual se muestran las curvas de evolución para distintas ubicaciones del daño.

Adicionalmente, a los fines de incrementar más aún la magnitud del daño, se realizaron modelos con 2 fisuras próximas entre sí. En la figura 16 se analiza un modelo con 2 fisuras distanciadas entre sí 20 cm, ubicadas en el centro de la viga y con una relación $a/h=0,10$. Los resultados obtenidos muestran que en la medida que se introducen fisuras, como es de esperar, la detección del daño se hace más efectiva.

3.6. Aplicación del método con mediciones en la cara superior

Se analizó la aplicabilidad del MCE, tomando las mediciones sobre la cara superior de la viga, en lugar de la inferior (cara fisurada). Esta comparación se muestra en la figura 17, para el caso de una fisura de profundidad $a/h=0,15$, ubicada en $x/l=0,40$.

Como puede observarse en la figura 17, en la aplicación del MCE, cuando se trabajó con mediciones en la cara superior de la viga, no se obtuvo una evidencia clara del daño; las discontinuidades más importantes que surgen, corresponden a las posiciones de las fuerzas concentradas, por lo cual se concluye que para una buena percepción de los posibles daños, es necesario tomar las mediciones sobre la cara inferior de la viga.

3.7. Sensibilidad al grado de pretensado

Hasta aquí se trabajó con la variación de la curvatura de la elástica que surge de pasar del estado de cargas 1 al estado de cargas 2, definidos en la Sección 2.2. Esto implica que, basados en la validez del principio de superposición de efectos, en el rango lineal de la curva tensión-deformación, al hacer la diferencia entre los estados de carga 2 y 1, el efecto del pretensado sobre la curvatura prácticamente se anula, y de esta manera, la detección del daño con este método se independiza en gran medida de la fuerza de pretensado. No obstante, las magnitudes absolutas de curvatura, desde luego se verán alteradas en caso de una disminución en la fuerza de pretensado.

Para analizar la incidencia del grado de pretensado en los valores de la curvatura de la elástica, se calculó la misma sobre un modelo de viga fisurada, para el estado 2, variando la fuerza de pretensado. Los resultados obtenidos para la curvatura de la elástica en la posición de la fisura, se muestran en la figura 18. Se aprecia cómo se incrementa la curvatura a medida que disminuye el grado de pretensado. De dicha observación surge que la metodología implementada podría poner en evidencia pérdidas de pretensado, por comparación de los resultados en distintos momentos, e independientemente de la existencia o no de daño en la viga en cuestión.

4. Conclusiones

En este trabajo, se estudiaron los parámetros a considerar para la aplicación del método de la curvatura de la elástica, con la finalidad de la detección de fisuras discretas en una viga de hormigón pretensado, a través de modelos numéricos

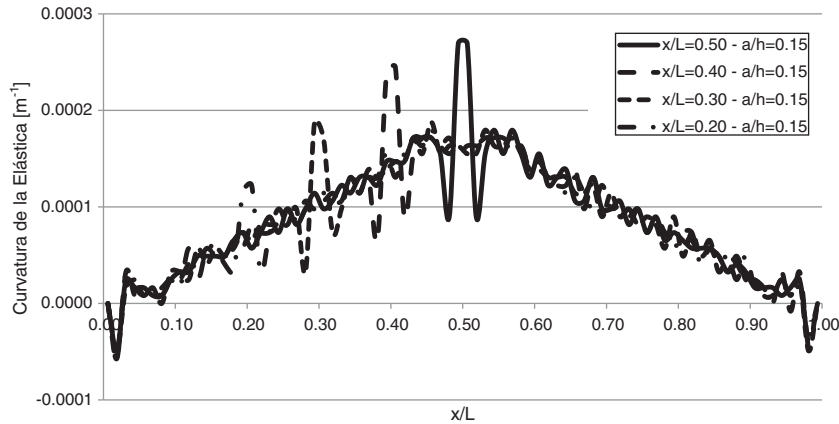


Figura 13. MCE para una fisura de profundidad $a/h=0,15$, ubicada en distintas posiciones a lo largo de la viga.

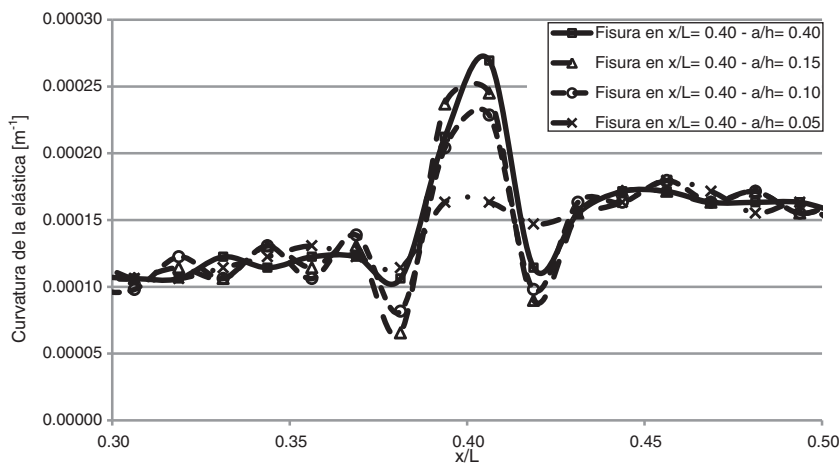


Figura 14. MCE para una viga con fisura ubicada en $x/l=0,40$ y distintas profundidades a/h .

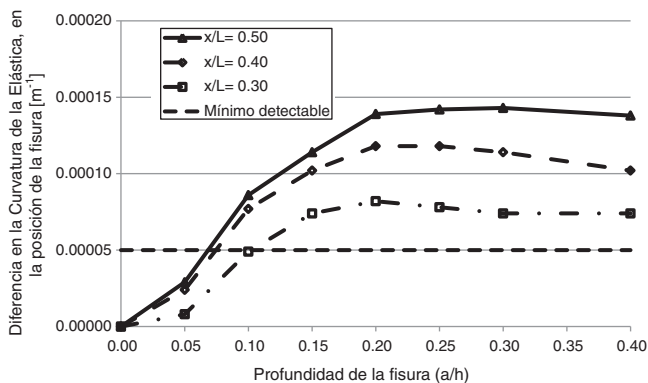


Figura 15. Diferencia en la curvatura de la elástica, para una viga con fisura ubicada en distintas posiciones, en función de la profundidad de la misma.

construidos en elementos finitos. En función de lo analizado, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Se encontró necesaria la aplicación del MCE a partir de los desplazamientos verticales obtenidos al pasar de un estado de cargas «A» a un estado de cargas «B», en lugar de utilizar los desplazamientos verticales de un único estado de cargas respecto a la horizontal.

- En cuanto a la densidad de mediciones conveniente para la aplicación del MCE en la práctica, fue necesario limitar la separación entre los puntos de medición a una distancia máxima de $L/80$.
- La precisión de las mediciones requerida fue de 1×10^{-6} m. Los avances que se han dado en cuanto a sensores e instrumentos de medición, hacen posible el trabajo con dichas precisiones, por ejemplo con el uso de LVDT.
- La distancia entre la ubicación del daño y el punto de medición más cercano afectó en un 81% la sensibilidad del método. Esto no debe perderse de vista, sobre todo cuando se intenta evaluar la magnitud del daño en cuestión.
- En cuanto a las mediciones de los desplazamientos en la cara inferior o superior de la viga, se requirió estrictamente de mediciones en la cara inferior de la viga (cara fisurada).
- La aplicabilidad del método no se ve afectada por las pérdidas de pretensado que se dan con el paso del tiempo.

Conflicto de intereses

Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

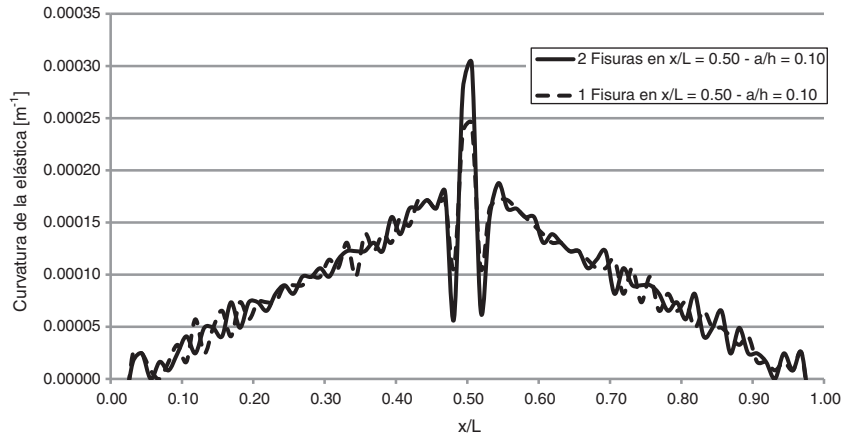


Figura 16. MCE, para una viga con 1 y 2 fisuras en la zona central de la misma ($a/h=0,10$ en ambos casos).

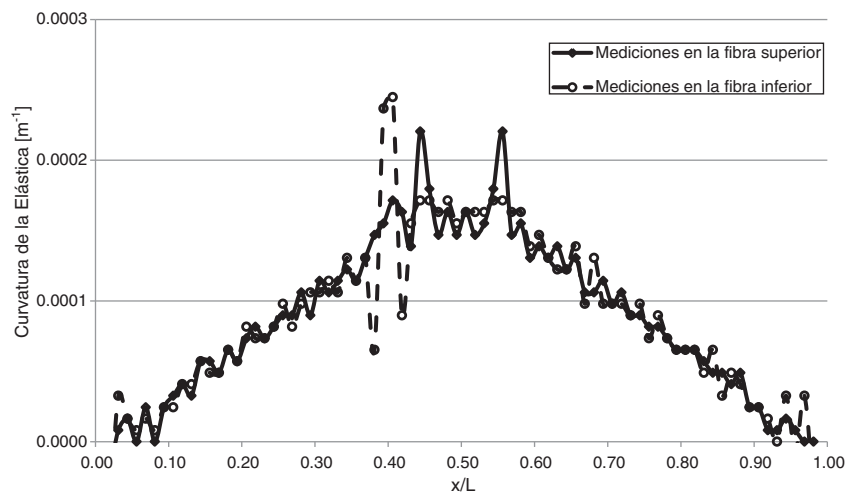


Figura 17. MCE para lecturas en la cara superior e inferior. $x/l=0,40$, $a/h=0,15$.

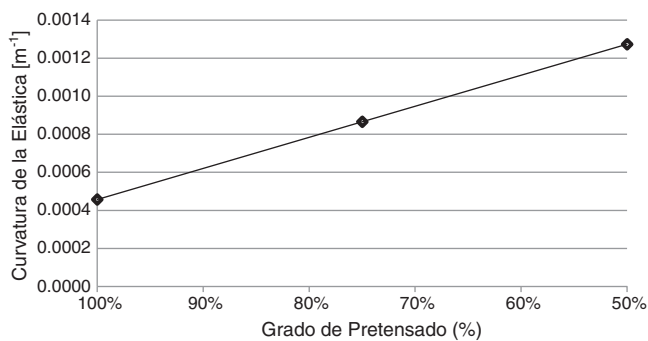


Figura 18. Curvatura de la elástica en la posición de la fisura, en función del grado de pretensado. $x/l=0,40$, $a/h= 0,15$.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Departamento de Ingeniería y a la Secretaría General de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional del Sur (UNS), así como al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) y a la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Bue-

nos Aires (CIC), el apoyo brindado para el desarrollo de estas investigaciones.

Bibliografía

- [1] C.G. Karayannis, C.E. Chaliotis, Design of partially prestressed concrete beams based on the cracking control provisions, *Eng. Struct.* 48 (2013) 402–416.
- [2] L. Dai, L. Wang, J. Zhang, H. Zhang, A global model for corrosion-induced cracking in prestressed concrete structures, *Eng. Fail. Anal.* 62 (2016) 263–275.
- [3] T. Tong, Z. Liu, J. Zhang, Q. Yu, Long-term performance of prestressed concrete bridges under the intertwined effects of concrete damage, static creep and traffic-induced cyclic creep, *Eng. Struct.* 127 (2016) 510–524.
- [4] S.M. Darmawan, M.G. Stewart, Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girders, *Struct. Saf.* 29 (2007) 16–31.
- [5] A. Cobo Escamilla, *Hormigón Pretensado*, Fund. Escuela de la Edificación, Madrid, 2010, pp. 484.
- [6] Calavera J. *Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado*. 2.^a Edición, (2005), Tomos 1 y 2.
- [7] A.K. Pandey, M. Biswas, M.M. Samman, Damage detection from changes in curvature mode shapes, *J. Sound Vib.* 145 (1991) 312–332.
- [8] C.J. Orbanich, S.I. Robles, N.F. Ortega, Detección de fallas en plateas de fundación elástica, *Mec. Comput.* 28 (2009) 1897–1917.

- [9] P.N. Domínguez, C.J. Orbanich, N.F. Ortega, Localización de fallas en vigas de fundación de hormigón armado, *Mec. Comput.* 26 (2007) 1373–1386.
- [10] Q. Lu, G. Ren, Y. Zhao, Multiple damage location with flexibility curvature and relative frequency change for beam structure, *J. Sound. Vib.* 253 (5) (2002) 1101–1114.
- [11] S.I. Robles, N.F. Ortega, Detección de daños en elementos estructurales lineales, *Mec. Comput.* 24 (2005) 2759–2777.
- [12] S.I. Robles, N.F. Ortega, C.J. Orbanich, Damage identification in 2 D structures through static response, *Open Construct. Build. Tech. J.* 2 (2008) 176–184.
- [13] M.M. Abdel Wahab, G. de Roeck, Damage detection in bridges using modal curvatures: Application to a real damage scenario, *J. Sound Vib.* 226 (2) (1999) 217–235.
- [14] V.B. Dawari, G.R. Vesmawala, Modal curvature and modal flexibility methods for honeycomb damage identification in reinforced concrete beams, *Procedia Eng.* 51 (2013) 119–124.
- [15] CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Buenos Aires: INTI (2005).
- [16] American Concrete Institute. ACI 318-14 : Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. ACI; Farmington Hills, MI(2014).
- [17] Vialidad Nacional. Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado Administración General de Vialidad Nacional, Buenos Aires(1952).
- [18] COMSOL. Introduction to COMSOL Multiphysics, Version 4.4. COMSOL; Burlington, MA (2013).
- [19] L. Jason, S. Ghavamianc, A. Courtois, Truss vs.solid modeling of tendons in prestressed concrete structures: consequences on mechanical capacity of a representative structural volume, *Eng. Struct.* 32 (2010) 1779–1790.

Dificultades en el planteamiento del refuerzo de pilares de hormigón armado

Challenges in the approach to strengthening reinforced concrete columns

Enrique Calderón Bello^{a,*} y Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^b

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe de la Sección de Rehabilitación, INTEMAC, S. A., Madrid, España

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe de la Sección de Patología, INTEMAC, S. A., Madrid, España

Recibido el 23 de febrero de 2017; aceptado el 10 de septiembre de 2017

Disponible en Internet el 21 de noviembre de 2017

Resumen

La poca regulación existente para el refuerzo de estructuras hace que hasta en los casos más sencillos de edificación sea enormemente complicado tener un criterio de actuación. En la revisión de proyectos de rehabilitación hemos detectado que el denominador común en muchos refuerzos de pilares fue la ausencia de la justificación del planteamiento del refuerzo o de cómo se transmitían las cargas de la estructura existente al mismo. Sirvan como ejemplo las numerosas intervenciones llevadas a cabo tras el terremoto de Lorca de 2011, donde muchos pilares resultaron gravemente dañados. Las soluciones de refuerzo fueron diversas, aunque compartían en la mayoría de los casos la precipitación en su ejecución y la ausencia de valoración de su efectividad.

Se expone, mediante un ejemplo de un pilar dañado en una planta, la problemática del diseño del refuerzo y cómo este puede resultar de mayor alcance del esperado.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Refuerzo de pilares; Transmisión de cargas; Encamisado de hormigón; Empresillado metálico

Abstract

The lack of regulations with regards to strengthening reinforced structures prevents the adoption of a standardised approach to even the simplest building structures. Following the analysis of refurbishment projects, it has been concluded that the common denominator in many reinforced columns was the lack of justification of the calculation of the column reinforcement, or even the load transmission between the existing structure and this new reinforcement. Of special concern were the numerous interventions carried out following the earthquake that took place in Lorca in 2011, where many columns had been severely damaged. Although the strengthening solutions implemented in Lorca were diverse, they all followed a similar pattern presenting design solutions that were rushed and lacked a proper evaluation of their effectiveness.

This article focuses on an example of a damaged column on a random building floor and the associated challenge related to the design of a strengthening solution and how this may eventually result in a significantly larger scope than initially envisaged.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Strengthened column; Load transmission; Concrete jacket; Steel jacket

Introducción

La reducción reciente de construcción de obra nueva, tanto en obra civil como de edificación, y el aumento del sector

de la rehabilitación y una mayor preocupación general por el mantenimiento del patrimonio construido han supuesto que se aprecie un mayor interés por regularizar o normalizar estas prácticas, tal y como sucede con la obra nueva. A fecha de la redacción del presente artículo muchos países siguen trabajando para redactar normativas que cubran las obras existentes y el tratamiento de los refuerzos. Ejemplo de ello es el futuro

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: ecalderon@intemac.es (E. Calderón Bello).

Eurocódigo de estructuras existentes, que lleva varios años en fase de planteamiento y actualmente se halla en fase de redacción, si bien aún no hay fecha clara de publicación.

El problema fundamental radica en que al analizar diferentes estructuras reforzadas en las últimas décadas se observa una enorme heterogeneidad en el planteamiento y la ejecución de los refuerzos. Aunque desde hace décadas existen grupos de investigación que han tratado de analizar aspectos muy concretos del comportamiento de los refuerzos, publicando tesis doctorales y artículos de interés al respecto (véanse por ejemplo las referencias [1–20]), en muchos casos se adoptan soluciones que aparentemente son de buena praxis (muchas veces por el hecho de ver esa solución aplicada en un mayor número de obras) sin meditar si la tipología aplicada será apropiada para cada obra concreta.

La inspección reiterada de más de 350 edificios en Lorca tras el terremoto de mayo de 2011 [21] puso de manifiesto que, en aquellos cuya estructura estaba formada por pórticos de hormigón (aproximadamente la mitad), el daño estructural más habitual era el fallo del pilar (provocado lógicamente por el sismo, aunque en la totalidad de los casos debido a una configuración del mismo no adecuada: pilares enanos, cautivos, detalles de armado inadecuados, etc.). En efecto, encontramos más de 70 edificios (50 de ellos de construcción relativamente reciente, admitiendo en tal clasificación estructuras construidas en el ámbito de normativas muy parecidas a las vigentes en la actualidad) con daños muy graves en pilares (en muchos casos, incluso colapsos), que exigían una actuación de refuerzo urgente para, al menos, restituir su capacidad frente a acciones gravitatorias. Sin embargo, en ninguno de estos edificios las actuaciones de refuerzo que se llevaron a cabo atendieron a la redacción de un proyecto en el que se justificara adecuadamente su procedimiento de ejecución, dimensionamiento, entrada en carga, afectación al resto de la estructura, etc. Solo en 2 edificios se aportó un proyecto que justificaba parcialmente estos aspectos.

La urgencia de intervención se utiliza como excusa de la ausencia de dichas justificaciones o incluso del propio proyecto correspondiente. Como se expone en [22], el problema se agrava en estos casos, pues el propio apeo previo al refuerzo tiene igual o mayor complejidad que dicho refuerzo, requiriendo igualmente su adecuada concepción y justificación técnica.

Parece que se sobreentiende que en una obra nueva se exija un anejo de cálculos justificativos sobre el dimensionamiento de la estructura, pero parece haber cierta benevolencia en el sector de la rehabilitación a la hora de admitir soluciones de refuerzo estructural sin dimensionar y únicamente basadas en supuestos criterios de buena praxis, cuando en ambos casos deben exigirse soluciones técnicamente justificadas.

Como se expone en el presente artículo, hay múltiples aspectos a tener en cuenta en el dimensionamiento de refuerzos de pilares de hormigón armado, y algunos de ellos pueden suponer que el alcance del refuerzo sea mucho mayor del esperado. Todo lo que se apunta se basa en casos sencillos y habituales en edificación (pilares sometidos a compresión dominante), por lo que tampoco es de extrañar que en el caso de refuerzos necesarios por fenómenos más complejos, como

es el caso de estructuras dañadas tras un terremoto, los técnicos encuentren aún más dificultad en el dimensionamiento.

Problemas de eficacia en el refuerzo de pilares de hormigón armado

A la hora de plantear el refuerzo de un pilar de hormigón armado existen diferentes tipologías y técnicas, las cuales podemos agrupar por el material empleado en el refuerzo (encamisados de hormigón, empresillados o encamisados metálicos, zunchado con materiales compuestos, etc.), o bien por su forma de trabajo [1]. En este último caso, las tipologías podrían ser las 2 siguientes, con independencia de los materiales empleados:

- Refuerzos por sustitución, en los que se despreja la capacidad del soporte original (salvo en la zona de transferencia del refuerzo) y el refuerzo se dimensiona para recibir la totalidad de la carga.

- Refuerzos por colaboración, que tienen por finalidad aumentar la capacidad estructural, ya sea incrementando la sección del soporte existente, o simplemente mejorando su resistencia a través del confinamiento.

En el caso concreto de refuerzos ejecutados en España, las técnicas habituales de encamisado de hormigón armado o empresillado metálico estarían incluidas en el primer grupo, y las técnicas de encamisado con materiales compuestos o chapas en el segundo, si bien también se detectan casos de encamisado de hormigón con función de confinamiento.

Centrando el artículo en estos casos habituales, se exponen a continuación algunos de los condicionantes de planteamiento del refuerzo y/o de ejecución del mismo que, de no ser tenidos en cuenta, pueden limitar la efectividad del refuerzo o, incluso, hacerlo pernicioso por la falsa tranquilidad que transmite el elemento reforzado.

Transferencia de cargas del soporte existente al refuerzo

En los refuerzos por sustitución es fundamental analizar cómo se producirá la transferencia de esfuerzos entre el pilar existente y el refuerzo. Ello tiene una gran repercusión sobre la extensión del refuerzo. Como se expone en [1–3,11] y en la figura 1 (extractada de [1]), si existe un tramo en situación de refuerzo (por estar dañado, presentar capacidad insuficiente, etc.) se deberá realizar la transferencia de carga en el tramo superior no dañado (o que no requiere ser reforzado por condiciones de cálculo). En caso contrario, de realizar la transferencia en el tramo afectado podría producirse el agotamiento del pilar existente en los primeros centímetros donde aún no se ha transferido la carga al refuerzo.

Igualmente pasa en el tramo inferior, donde habría que devolver los esfuerzos al pilar existente, caso de que este, *per se*, no requiera ser reforzado.

Como se detalla en el siguiente apartado, se hace necesario poder determinar la longitud de transferencia de la carga entre el pilar existente y el refuerzo.

Otra opción es realizar la transferencia a través de los nudos de la estructura existente por contacto directo entre la cara inferior del forjado y el encamisado o capitel dispuesto. Este criterio

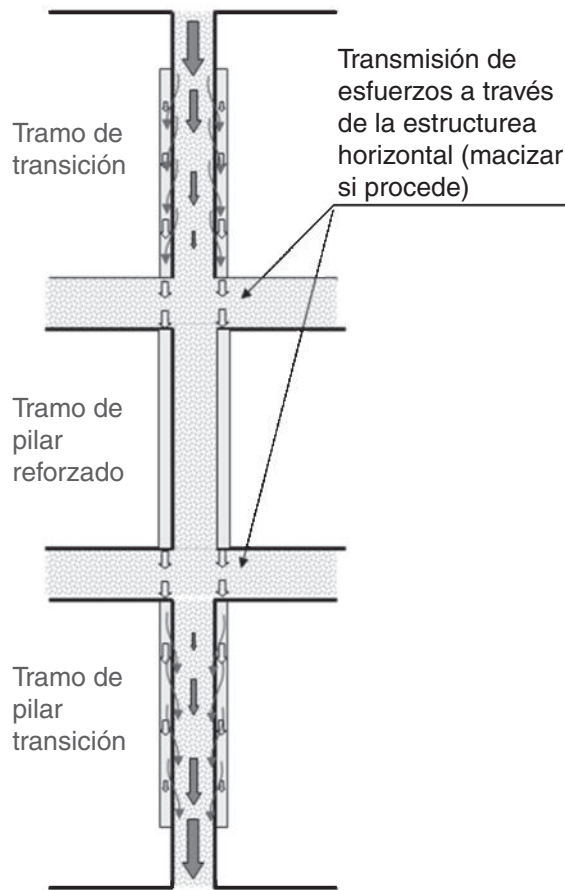


Figura 1. Esquema de transferencia de cargas pilar existente-refuerzo por encamisado (croquis extractado de la referencia [1]).

exige comprobar algunos aspectos en la estructura existente, como se explica con mayor detalle en los ejemplos del siguiente apartado, y no siempre se garantiza que dicha configuración sea adecuada. Desgraciadamente, es habitual que los proyectos carezcan de las comprobaciones citadas.

Capacidad residual del soporte existente

Dada la dificultad existente para valorar qué parte de las cargas seguirán conduciéndose por el soporte existente y cuáles se irán por el refuerzo, se pueden dimensionar los encamisados de hormigón armado o empresillados metálicos despreciando la capacidad del pilar existente. Además, muchas veces las dimensiones mínimas constructivas de estos refuerzos cumplen con el criterio de sustitución.

Aunque despreciar la capacidad resistente del soporte existente pueda parecer que está excesivamente del lado de la seguridad, no siempre es así. El considerar la resistencia de dicho soporte podría resultar inseguro en el caso de que un incremento de carga en el mismo tras el refuerzo agotase este y por su falta de ductilidad el refuerzo no fuera capaz de soportar la totalidad de la carga que llega al pilar (véase la figura 2). Por ello, considerar la colaboración del pilar existente exige un análisis minucioso que garantice la situación tensional del pilar previa al

refuerzo. En todo caso, en soportes muy dañados o con niveles de carga axial próximos al colapso, parece razonable despreciar cualquier capacidad del pilar existente.

Contacto del soporte existente con encamisado de confinamiento

Para que los refuerzos por confinamiento sean efectivos, debe garantizarse el pleno contacto entre el soporte existente y el encamisado. En los refuerzos con materiales compuestos, por condiciones de ejecución es poco probable que el aplicador deje grandes irregularidades en el pilar antes de disponer la camisa (caso distinto es el tratamiento de las esquinas, como se indica en el punto siguiente, el 2.4), pero en el caso de encamisados metálicos, muchas veces se disponen las chapas sobre superficies aparentemente regularizadas, pero sin garantizar el contacto íntimo entre ambos materiales.

Por ello, en los encamisados metálicos el mejor método para garantizar dicho contacto es dejar una pequeña holgura (entre 10 y 20 mm, dependiendo del material de inyección) entre el encamisado y el soporte para permitir la correcta inyección de la interfaz encamisado-superficie de hormigón, disponiendo varios puntos de inyección y otros tantos de purga para garantizar que no quede aire ocluido.

Redondeo de esquinas del soporte existente

En los soportes de sección rectangular que se vayan a reforzar mediante confinamiento por encamisado de materiales compuestos es necesario realizar previamente el redondeo de las esquinas para evitar la rotura prematura de las fibras y para aumentar la efectividad del confinamiento. El radio de redondeo debe de ser, al menos, de 20 mm (véanse, por ejemplo, las referencias [1,4,17,18,23-26]).

Téngase en cuenta que de no llevarse a cabo dicho redondeo el coeficiente de efectividad (véanse por ejemplo las referencias [1,4]) se reduce de 1 (valor para secciones circulares) a un valor aproximado (dependiendo de la escuradía de la sección) de entre 0,25 y 0,33.

En algunas rehabilitaciones se trata de justificar la omisión del redondeo, o un valor muy reducido de este, en el hecho de que el pilar a reforzar presente recubrimientos prácticamente nulos. Para evitar esto, se podría materializar el redondeo mediante un leve recrecido de la sección, circunstancia que debería haber quedado recogida en el proyecto si durante la investigación previa se detectó el problema de los recubrimientos.

En refuerzos por sustitución mediante encamisados de hormigón es siempre recomendable el achaflanado de esquinas del pilar existente, y obligado en los tramos donde se pretenda realizar la transferencia de carga por corte fricción, pues dependiendo de la relación dimensional de la sección del pilar y el encamisado el perímetro eficaz de contacto se reduce a las partes achaflanadas [2].

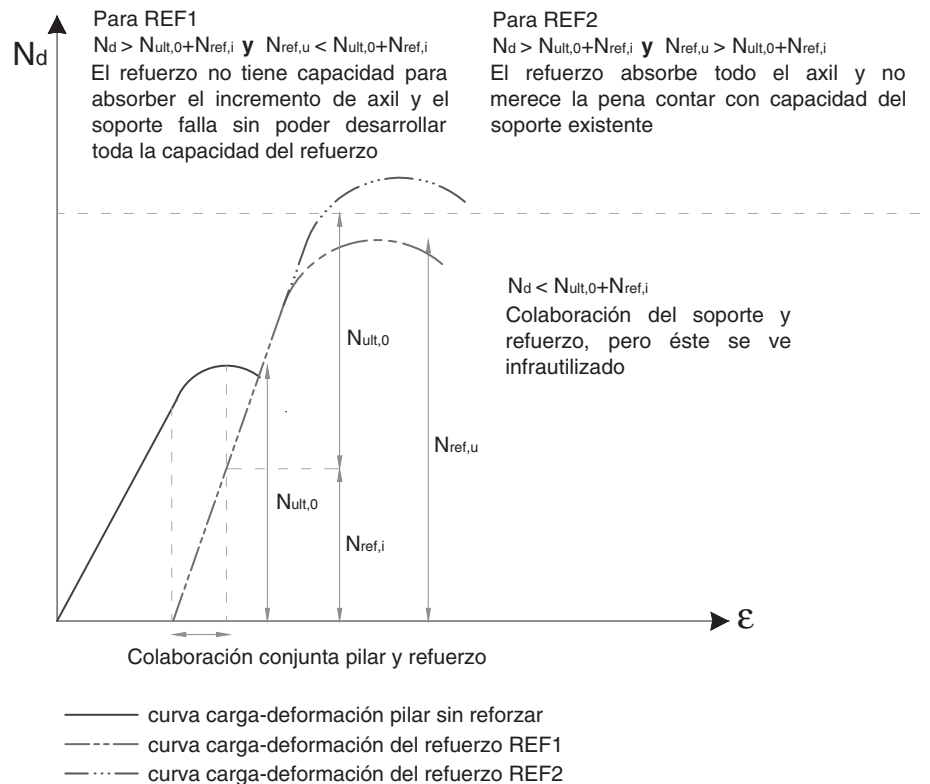


Figura 2. Diagrama carga-deformación de un soporte reforzado.

Efectos indirectos del refuerzo

Otro aspecto que frecuentemente no se analiza en detalle es la manera en la que el refuerzo de un soporte puede alterar la distribución de esfuerzos en la estructura. Se esbozan a continuación algunos ejemplos de estas posibles modificaciones:

Aumento de la rigidez del soporte

En el caso de optar por un refuerzo por encamisado de hormigón armado, el incremento que supone el mismo para la sección original implica un notable aumento de la rigidez del pilar. Este aumento alterará la posición del «centro de rigidez» del conjunto de pilares, lo que supondrá un cambio de comportamiento frente a cargas horizontales, sobre todo si el edificio no disponía de núcleos específicos de rigidez, habituales en edificios altos. El problema fundamental radica en no valorar este hecho, pues algunos soportes no dañados podrían ver empeorados sus esfuerzos tras el refuerzo de otros soportes próximos, mientras que en otras ocasiones la omisión de cálculos adicionales puede suponer dimensionar el refuerzo para cargas inferiores a las que le corresponde con la geometría modificada.

Por ello, además del simple análisis local de los pilares objeto de refuerzo frente a cargas gravitatorias, debe analizarse el comportamiento global de la estructura frente a todas las acciones solicitantes, con objeto de valorar si la nueva distribución de esfuerzos puede modificar el propio refuerzo

planteado o exigir el refuerzo de otros pilares no contemplados inicialmente.

Sobrecarga de pilares próximos al reforzado

Como se expone con más detalle en [21], en los casos de pilares muy dañados o colapsados se debe tratar de estimar de qué manera se han sobrecargado los pilares adyacentes. De forma conservadora podría despreciarse la colaboración del pilar dañado para, mediante la modelización de la estructura, valorar cómo se incrementarían los esfuerzos en los soportes próximos. El problema en general es que dicha modelización no tendría en cuenta el efecto beneficioso de las particiones y los cerramientos, que muchas veces mitigan este efecto entrando en carga de forma no deseada tras el colapso, ni tampoco valorará adecuadamente la redistribución de esfuerzos a partes más lejanas de la estructura por el efecto de arco descarga que se produciría en los niveles superiores a los del nivel dañado, dependiendo del grado de hiperestatismo de la estructura. No obstante, al menos en el caso de la colaboración de particiones y cerramientos, se deben plantear hipótesis de cálculo no supeditadas a la resistencia de estos elementos no estructurales, por lo que habría que valorar la necesidad o no de reforzar estos soportes sobrecargados, pues difícilmente se conseguirá devolver totalmente dichos esfuerzos al pilar reforzado. En este sentido, la fluencia del hormigón colabora para que con el paso del tiempo parte de la carga que se derivó forzosamente por soportes adyacentes vuelva de nuevo al soporte dañado o colapsado, una vez reforzado. La dificultad de

cuantificar este fenómeno es evidente, y empuja a valorar estos aspectos de forma conservadora.

Deformaciones en rotura de pilares confinados

Cuando se plantea un refuerzo por confinamiento, las deformaciones verticales que se asumen en el soporte reforzado para que entre en funcionamiento el encamisado y, por lo tanto, se produzca la mejora por confinamiento, no son despreciables. Dichas deformaciones pueden conllevar la sobrecarga de soportes adyacentes, hecho que debería analizarse.

Casos prácticos. Ejemplos de diseño

Se plantea como base el mismo caso de siniestro de un soporte de edificación y diferentes alternativas de refuerzo. Mediante los siguientes ejemplos se trata de exponer las particularidades y dificultades del dimensionamiento del mismo.

Se trata de un edificio que consta de planta baja y 7 plantas más sobre rasante. La estructura está formada por forjados unidireccionales de 250 mm de canto de viguetas semirresistentes de hormigón armado que apoyan sobre vigas de canto (300 × 500 mm) y pilares del mismo material. Los materiales que fueron empleados para la construcción del edificio fueron un hormigón HA-20 y acero corrugado de dureza natural B400S.

El edificio presentaba locales comerciales muy diáfanos en la planta baja y viviendas en las plantas superiores, por lo que la configuración de particiones interiores favoreció el efecto desfavorable de planta débil ante el terremoto. Dicho efecto produjo que algunos soportes de la planta baja colapsaran, presentando daños irrecuperables que propiciaban que los refuerzos fueran planteados sin contar con la capacidad de las secciones residuales dañadas. Los ejemplos expuestos a continuación se centran en el refuerzo por sustitución de uno de los soportes interiores de la planta baja, con el único objeto de restituir su capacidad frente a acciones gravitatorias.

El soporte a reforzar presentaba una altura libre de 2,85 m y una sección cuadrada de 450 mm de lado, reduciéndose en la planta superior a 350 mm. Del análisis estructural del edificio se dedujeron los esfuerzos de cálculo en dicho soporte que se muestran en la tabla 1.

Para la obtención de dichos esfuerzos no se ha tenido en cuenta la acción sísmica para demostrar que, incluso para casos sencillos y habituales de edificación en el territorio nacional, existen algunas particularidades que pueden condicionar el refuerzo. Es fácil entender que la consideración de dicha acción sísmica u otras acciones horizontales relevantes pueden condicionar aún más el refuerzo, y la transferencia de carga en los nudos de la estructura.

Tabla 1
Esfuerzos de cálculo del soporte a reforzar

Esfuerzo	Planta baja (cabeza)	Planta primera (base)
N_d (kN)	2.228,2	1.904,70
$M_{x,d}$ (mkN)	35,0	26,2
$M_{y,d}$ (mkN) ^a	44,6	38,1

^a Momento flector en dirección de las vigas.

Refuerzo mediante encamisado de hormigón armado

Por condiciones de ejecución del encamisado, para garantizar un adecuado hormigonado y un recubrimiento mínimo de 25 mm, el espesor se fija en 80 mm, por lo que las dimensiones exteriores de la camisa resultarán de 610 × 610 mm (de manera que su área es de 169.600 mm²). Los materiales empleados para el encamisado son un hormigón HA-25 y acero corrugado de dureza natural B500S. Dadas las dimensiones y la carga fundamentalmente de compresión centrada, se disponen 8 barras (3 por cara), si bien el diámetro de las barras de esquina se fija para que garanticen por sí solas la cuantía mecánica mínima fijada por EHE-08 [27]. De esta manera, si fuera necesario hacer continuo el refuerzo a la planta superior, solo haría falta dar continuidad a dichas armaduras, cuyos ejes no interceptan los armados de los pórticos principales. Con estos criterios se deduce un armado de 4φ16 (esquinas) y 4φ12 (caras). Como se puede comprobar, el axil último para compresión centrada de esta sección (deducida por condicionantes geométricos, de ejecución y de cuantía mínima) es netamente superior a la sollicitación de la planta baja, y se garantiza la absorción de los pequeños momentos flectores sollicitantes.

$$N_u = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 169.600 \cdot \frac{25}{1,5} + 4 \cdot 201 \cdot 400 = 3.148,3 \text{ kN} \quad (1)$$

Definida la sección del refuerzo en la planta baja, se analiza la transferencia de carga entre el pilar existente y el refuerzo. Por simplicidad, primero se comprueba si es posible evitar prolongar el refuerzo al tramo superior de la planta primera, realizando la transferencia a través del nudo superior viga-pilar existente de planta baja (véase la figura 3).

Se deben realizar las siguientes comprobaciones:

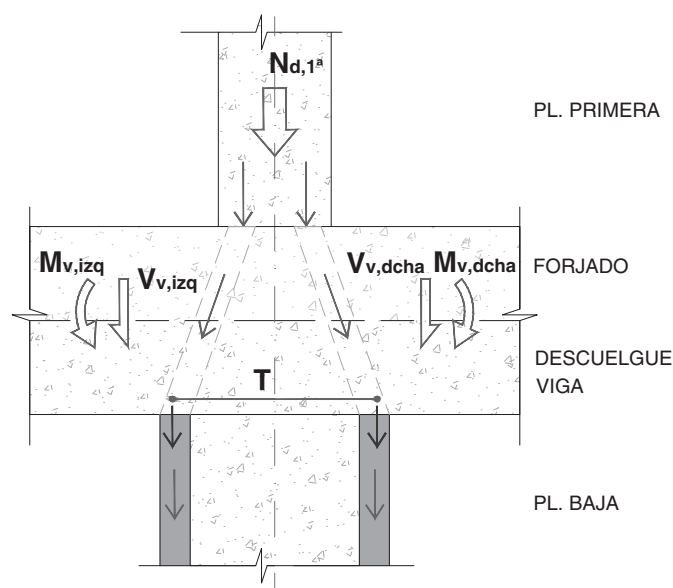


Figura 3. Esquema simplificado de transferencia de cargas entre el pilar existente y el encamisado de refuerzo.

a) Tracciones experimentadas en el nudo existente para desviar las cargas al encamisado.

Como se muestra en la figura 3, para lograr el desvío de cargas del pilar existente al encamisado se prevé la aparición de tracciones (T) en la parte inferior del nudo viga-pilar. En la dirección ortogonal de los forjados no se puede contar con coacción efectiva (dada la existencia de elementos de aligeramiento del entrevigado) ni con armaduras suficientemente repartidas para garantizar el desvío de cargas en el nudo.

Mediante un modelo de bielas y tirantes se puede verificar este aspecto, comprobando además si dicha tracción puede ser resistida por la armadura existente. En ese caso, tratándose de la armadura inferior de la viga, normalmente la cuantía es reducida al tratarse de un vano continuo, además de que los solapes suelen ser reducidos.

Tras el análisis del modelo de bielas y tirantes correspondiente se comprueba que, gracias a la poca inclinación de las bielas (por la existencia de vigas de canto) y a los esfuerzos que reciben las vigas en el apoyo por ser un vano continuo, no se llegan a desarrollar dichas tracciones, manteniéndose esta zona comprimida. De acuerdo con esto, no habría problemas de desvío hacia el encamisado.

b) Tensiones de compresión en el contacto con el encamisado.

Como se ha expuesto anteriormente, el desvío de las bielas comprimidas se materializa a través de las vigas de canto existentes, al no garantizarse el desvío de bielas en la dirección ortogonal de los forjados. Esta comprobación viene limitada por la resistencia del hormigón existente y la superficie de contacto entre las vigas y el encamisado (300 mm de ancho de viga y 80 mm de espesor de encamisado).

$$\sigma_{cd} = \frac{2.228,2 \cdot 10^3}{2 \cdot 300 \cdot 80} = 46,4 \frac{N}{mm^2} \gg f_{cd} = 13,33 \frac{N}{mm^2} \quad (2)$$

Las tensiones resultan excesivas en el contacto con la cara inferior de la viga, lo que haría necesario aumentar la superficie de contacto del encamisado, lo que puede resultar incompatible con la arquitectura (al menos en este caso, por las dimensiones que se requerirían para los posibles capiteles), o realizar la transferencia de carga del refuerzo en la planta superior.

Para analizar la longitud mínima de transferencia en la planta superior se puede seguir la metodología expuesta en [1]. En primera instancia se podrían considerar únicamente, con carácter conservador, los mecanismos de adhesión y de trabazón entre hormigones:

La tensión rasante de agotamiento, según el artículo 47.2.1 de EHE-08 [27], es igual a (para superficie rugosa, $\beta = 0,4$):

$$\tau_{ru} = \beta \cdot (1,30 - 0,30 \cdot \frac{f_{cd}}{25}) f_{cd} = 0,44 \frac{N}{mm^2} \cdot \beta \cdot 0,7 \cdot f_{cd} = 0,29 \frac{N}{mm^2} \quad (3)$$

$$L_t = \frac{N_{d,1^a}}{\tau_{ru} \cdot p} = \frac{1.904,70 \cdot 10^3}{0,44 \cdot 4 \cdot 350} = 3,09m \quad (4)$$

Como se puede apreciar, la altura de encamisado necesaria en la planta primera es, como primera aproximación, superior a

la altura libre de la planta (2,85 m). Se justifica a continuación que dicha transferencia es posible realizarla en menor longitud, mediante el comportamiento dúctil de la unión entre el encamisado y el pilar existente. Para ello, se cuenta con las tensiones de compresión que se generan en la interfaz encamisado-pilar existente cuando se produce el «cabalgamiento» entre ambas superficies al presentar estas rugosidad (cálculo frente a tensiones rasantes según el artículo 47.2.2 de EHE-08 [27]). El valor de las tensiones de compresión generadas en la interfaz se garantiza fundamentalmente por los estribos del encamisado de refuerzo de los pilares cuando se produce el citado cabalgamiento del mismo con el mecanismo de corte fricción.

Siguiendo la metodología de Navarrete [2], para secciones rectangulares y una relación *espesor de encamisado*/*lado* = 80/350 = 0,23 < 0,25, la reacción se concentra en las zonas achaflanadas de las esquinas, por lo que el perímetro eficaz se reduce a dichos chaflanes (4 m, siendo m el ancho del chaflán realizado en las esquinas), resultando unas tensiones de compresión de:

$$\sigma_{cd} = \frac{4\sqrt{2} \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{4 \cdot m \cdot s} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \quad (5)$$

Predimensionando los estribos en el tramo de transferencia como $\phi 8/150$ mm (dicha cuantía se deduce por criterios de cuantía mecánica mínima y los criterios fijados en el artículo 42.3.1 de la EHE-08 [27]), de acuerdo con la expresión anterior, se tiene que:

$$\sigma_{cd} = \frac{4\sqrt{2} \cdot 50 \cdot 500/1,15}{4 \cdot 50 \cdot 150} = 4,12 \frac{N}{mm^2} \leq 0,6 \cdot f_{cd} = 8 \frac{N}{mm^2}$$

Aplicando el artículo 47.2.2 de EHE-08 [27] se verifica que las tensiones de cálculo en el tramo de transferencia son elevadas y superiores al valor límite que hace que sea necesario despreciar la cohesión entre hormigones, por lo que la tensión rasante de agotamiento (para superficie tratada y rugosa, $\beta = 0,8$ y $\mu = 0,9$) y la longitud de transferencia en planta primera resultarían de:

$$\tau_{ru} = \mu \cdot \sigma_{cd} = 3,71 \frac{N}{mm^2} \leq 0,25 \cdot f_{cd} = 3,33 \frac{N}{mm^2} \quad (6)$$

$$L_t = \frac{N_{d,1^a}}{\tau_{ru} \cdot 4 \cdot m} = \frac{1.904,70 \cdot 10^3}{3,33 \cdot 4 \cdot 50} = 2,85m \quad (7)$$

Por lo que resultaría finalmente una longitud de transferencia igual a la altura libre en la planta primera. Como se deduce de las expresiones anteriores, aumentar la cuantía transversal del encamisado no serviría para reducir la longitud de transferencia, pues las tensiones rasantes de agotamiento se ven limitadas superiormente por la resistencia del hormigón del pilar existente (mediante la condición límite indicada en la ecuación 6). Por otro lado, véanse las recomendaciones que establece Navarrete acerca de las longitudes máximas de efectividad de la transferencia, así como las propuestas para reducir dicha longitud conforme a las investigaciones experimentales realizadas y otras referencias.

En el tramo dañado de la planta baja sería necesario transferir también los esfuerzos de cálculo que solicitan al encamisado a la cimentación del edificio. De acuerdo con los ajustados

resultados obtenidos para la posible transferencia directa en el contacto viga-encamisado, sería necesario realizar una comprobación análoga en el contacto inferior, de cara a establecer si es necesario realizar una pequeña zapata a modo de basamento en el encamisado para mejorar el reparto de cargas (para más detalle véase [1]).

Refuerzo mediante angulares empesillados metálicos

Tomando como referencia el mismo caso anterior, en primer lugar se dimensionan los angulares y las presillas de la planta baja, donde se va a realizar el refuerzo por sustitución. De acuerdo con los esfuerzos de cálculo de la tabla 1 y los criterios de la EAE [28], se plantean 4L150.150.15 con presillas 100.10 separadas 500 mm a ejes.

Al igual que en el anterior ejemplo, se debe analizar cómo realizar la transferencia de esfuerzos entre la estructura existente y el refuerzo. Como primer tanteo, se plantea la transferencia directa en cabeza mediante la ejecución de un capitel metálico con angulares rigidizados. Mediante un planteamiento análogo al de la figura 3, se deduce que la comprobación crítica es la verificación de tensiones de compresión en el contacto capitel-viga existente. Teniendo en cuenta el ancho de la viga, asumiendo un reparto uniforme de tensiones se deduce que el capitel debería tener un vuelo del orden de 300 mm, lo que resulta inviable arquitectónicamente en este caso. Cualquier alternativa en este sentido exigiría revisar las comprobaciones anteriores en cuanto a la posible aparición de tracciones en el nudo, pues las bie-las resultarían más tendidas cuanto mayor sea el vuelo de los capiteles.

Alternativamente se plantea la transferencia de esfuerzos en la planta superior, en primera instancia mediante un encamisado continuo de acero, inyectando la interfaz con resinas. De esta manera, de acuerdo con los valores recomendados por el EC-4 [29], se obtendría una longitud de transferencia superior a la altura libre de planta primera:

$$L_t = \frac{N_{d,1a}}{\tau_{ru} \cdot 4 \cdot b} = \frac{1.904,70}{0,40 \cdot 4 \cdot 350} = 3,40m > 2,85m \quad (8)$$

Para reducir dicha longitud, se plantea la transferencia mediante la introducción de pasadores en el tramo de la planta primera, fijados al encamisado continuo exterior. Si se fija como predimensionamiento la métrica de los pasadores y su calidad (M20 8.8), de acuerdo con la EAE [28] el número de pasadores necesarios sería (n es el número de planos de corte):

$$n \geq \frac{N_{d,1a}}{\min(F_{v2,Rd}; F_{b,Rd}; F_{c,Rd})} \quad (9)$$

$$F_{v2,Rd} = 120,6 \text{ kN}$$

Resistencia corte de los pasadores

$$F_{b,Rd} = 172,0 \text{ kN}$$

Resistencia a aplastamiento de las chapas del encamisado

$$F_{c,Rd}$$

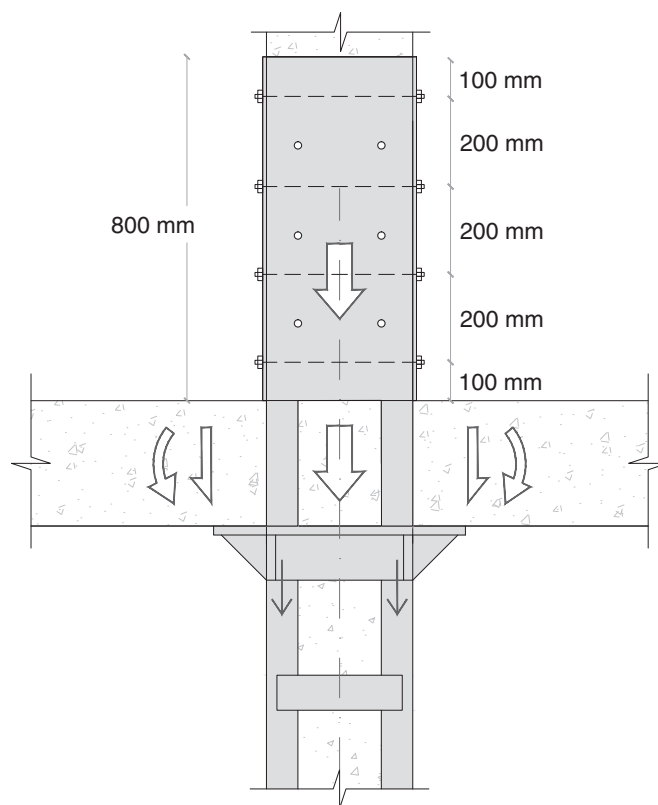


Figura 4. Esquema de transferencia de cargas mediante un encamisado continuo con chapa en la planta superior.

Resistencia a aplastamiento contra el hormigón, de acuerdo con las expresiones del artículo 6.6.3.1 del EC-4 [29]

$$F_{c,Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 20^2 \cdot \sqrt{20 \cdot 30.365}}{1,25} = 72,32kN \quad (10)$$

$$n \geq \frac{1.904,7}{72,32} = 26$$

Lo que se correspondería con 13 pasadores.

Para una disposición regular y simétrica, se dispondrían 14 pasadores distribuidos en altura por parejas y alternando las caras (véase la figura 4). Disponiendo la primera pareja a 100 mm de la base y el resto cada 200 mm, resultaría una altura de encamisado para la transferencia de 800 mm.

Mediante el empleo de las formulaciones recogidas en el apartado 7.3.3.6 del Código Modelo [30], considerando la colaboración conjunta de la adherencia del encamisado (teniendo en cuenta que siempre se recomienda aumentar la rugosidad del hormigón y la inyección de la interfaz con resinas) y el efecto pasador, el número de pasadores podría llegar a reducirse, para este caso, a un total de 8, lo que supondría una altura del encamisado de 500 mm. En todo caso, dada la falta de regulación clara al respecto, dicha propuesta quedaría supeditada al juicio del proyectista.

Por último, se debe comprobar si las tensiones transmitidas por las vigas de techo de planta baja a los angulares dispuestos en cabeza a modo de capitel resultan técnicamente admisibles. Para ello, se debe tener en cuenta que no todo el área de contacto del capitel puede resultar eficaz, dependiendo de la rigidez que tenga el mismo. Teniendo en cuenta la disposición de angulares L100.100.15 en cabeza del refuerzo de la planta baja, rigidizados con 2 cartelas de 10 mm de espesor, centradas con respecto al eje de la viga y separadas 150 mm entre sí, y las formulaciones indicadas en el artículo 65.2.2 de la EAE [28]:

$$\begin{aligned}\sigma_{cd} &= \frac{V_d}{A_{c,ef}} = \frac{171,87 \cdot 10^3}{24.375} = 7,05 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} \\ &= 13,33 \frac{N}{mm^2}\end{aligned}\quad (11)$$

De forma análoga se comprueban las tensiones transmitidas por los angulares dispuestos a modo de basamento sobre la cimentación existente, bastando con disponer L100.100.15 con cartelas de rigidización de 10 mm de espesor (3 por cada cara) para conseguir repartir las cargas más uniformemente, limitando así las tensiones transmitidas por debajo de los valores antes indicados.

Reconstrucción del soporte

En este caso, es necesario verificar que el soporte existente presenta condiciones de seguridad correctas manteniendo la misma escuadría y esquemas de armado existentes (con independencia de que sea necesario reponer alguna armadura dañada) para los nuevos materiales empleados (de mayores capacidades que los existentes). La complejidad de esta alternativa radica en disponer una estructura de apeo bien dimensionada y concebida para garantizar el paso temporal de esfuerzos en la zona de eliminación del pilar hasta la cimentación existente.

Dicha estructura de apeo debe permitir además un espacio suficiente de trabajo para las labores de eliminación controlada y reconstrucción.

Cuando no existen problemas de intervención en las plantas superiores a la del refuerzo, la opción más sencilla puede resultar apeo en toda la vertical del edificio los 2 vanos de viga adyacentes al pilar, si bien en muchos casos esto no es posible y debe verificarse que la estructura existente tenga recursos suficientes para puentear los esfuerzos hacia el apeo (véase la figura 5, extractada de la referencia [22]).

Poniendo como ejemplo este último caso, dado el número elevado de puntales que se requerirían en la planta baja bajo cada vano de viga, resulta aconsejable disponer perfiles metálicos tipo HEB o en cajón (2 UPN) lo más pegados posible al soporte a reforzar, pero lo suficientemente separados del mismo para permitir la demolición controlada y la reconstrucción. Para el ejemplo antes indicado, serían necesarios 2 soportes HEB200 (uno a cada lado del pilar), los cuales separamos al menos 300 mm entre caras enfrentadas de pilar y soportes de apuntalamiento.

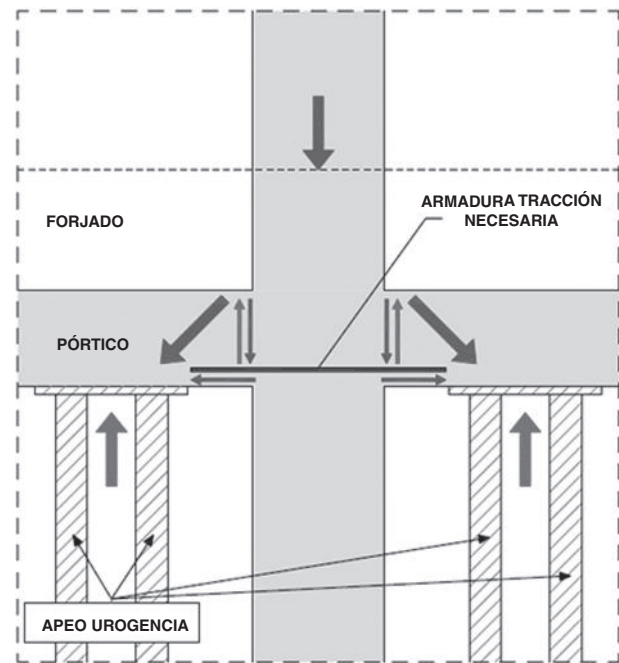


Figura 5. Trayectoria de las cargas de la estructura al apeo (croquis extractado de la referencia [22]).

Además de comprobar que las tensiones localizadas entre los perfiles de apeo y la estructura existente sean técnicamente admisibles (si se realiza la comprobación para este ejemplo de forma análoga a como se hizo en la ecuación 11, se comprueba que es necesario disponer placas #300.300.20 para garantizar un mayor reparto en la cara inferior de la viga), como se ha indicado anteriormente, es necesario verificar si es necesario dar continuidad al apeo en las plantas superiores. Teniendo en cuenta el esquema mostrado en la figura 5 y un modelo de bielas y tirantes análogo al mostrado en la figura 3, las comprobaciones serían las siguientes:

Esfuerzos de cálculo en las vigas de techo de la planta baja a un canto útil de perfil de apeo:

$$M_{d,ap} = -15,07 \text{ kN}$$

$$V_{d,ap} = 106,03 \text{ kN}$$

Comprobación de la armadura necesaria en la cara inferior de la viga para garantizar la desviación de cargas en el nudo hacia los perfiles de apeo:

$$T_d = \frac{N_{d,1a}}{2 \cdot \text{sen}(37,9^\circ)} - V_{d,ap} - \frac{M_{d,ap}}{z} = 1.082,8 \text{ kN}$$

Al tratarse de una viga continua el armado de la cara inferior de la viga es solo el necesario para garantizar el anclaje del cortante existente en el apoyo, siendo dicho armado de $4\phi 12$.

$$T_u = A_s \cdot f_{yd} = 4 \cdot 113 \cdot \frac{400}{1,15} = 157,2 \text{ kN} \ll T_d$$

Por lo que la armadura inferior es netamente insuficiente para garantizar dicha desviación y se hace necesario subir el apeo a

las plantas superiores hasta que se garantice que dicha armadura es suficiente. De acuerdo con los esfuerzos solicitantes, sería necesario subir el apeo hasta la tercera planta, si bien se podría limitar dicho apeo uno o 2 niveles si los perfiles se fueran disponiendo gradualmente cada vez más cercanos al pilar (aumentando así poco a poco el ángulo de desvío de las bielas considerado).

Por último, aunque interesa alejar los perfiles de apeo del pilar a reforzar para facilitar la ejecución, dado que en general estos deberán ser apoyados sobre la propia cimentación de dicho pilar, no conviene que se produzca una gran excentricidad de la carga transmitida por los apeos sobre la cimentación, pues ello también favorece la aparición de tracciones en el plano superior de la zapata, la cual probablemente carezca de armado superior.

Conclusiones

La falta de normativa que regule el diseño y la ejecución de refuerzos de pilares de hormigón armado ha contribuido durante décadas a la destecnificación de soluciones muy extendidas, algunas de ellas no suficientemente analizadas, hasta tal punto que por el paso del tiempo se admitían *per se* como de buena praxis, sin que se cuestione su eficacia real en caso de fallo del soporte reforzado.

Aunque muchos de los aspectos del dimensionamiento de refuerzos (por ejemplo, a nivel seccional o a nivel del tramo global de refuerzo) se rigen por las normativas aplicables a elementos de nueva construcción (en España, EHE o EAE en el caso de refuerzos con hormigón o acero, respectivamente), hay otros detalles fundamentales que actualmente no disponen de regulación clara y que, en caso de omisión o error, pueden determinar que la eficacia del refuerzo sea nula.

Particularmente, puede condicionar el refuerzo la transferencia de carga entre la estructura existente y el refuerzo, y viceversa. Como se expone en el presente artículo mediante 3 ejemplos sencillos, asumir que la transferencia está garantizada sin poner números a los detalles puede llevar a que la solución elegida no garantice unas adecuadas condiciones de seguridad. De hecho, en general garantizar dicha transferencia puede complicar las soluciones inicialmente planteadas.

En este mismo sentido, resulta crítica la definición de los sistemas de apeo provisionales de soportes dañados, pues deben dimensionarse según la normativa vigente, aunque se trate de estructuras provisionales (su tratamiento debe ser análogo al de estructuras permanentes), analizando la transferencia de cargas entre la estructura existente y los elementos de apeo, para que no se vean comprometidas las condiciones de seguridad de los usuarios y de los operarios que acometerán las labores de refuerzo.

Como reflexión final, tras el estudio de los refuerzos de pilares llevados a cabo en una muestra de 70 edificios de hormigón armado que resultaron dañados con el terremoto de Lorca de 2011, difícilmente se avanzará en la definición de refuerzos de estructuras solicitadas frente a sismo, si no se normaliza el análisis y la definición de refuerzos frente a cargas gravitatorias.

Bibliografía

- [1] Grupo de Trabajo 5/7 Refuerzo de Pilares. Comisión 5 de ACHE. Refuerzo de pilares de hormigón armado. Monografía 29 de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).
- [2] B. Navarrete, Estudio experimental de la transferencia de carga en pilares de hormigón reforzados con encamisado del mismo material, para distintos grados de confinamiento otorgados por la armadura transversal del refuerzo y diferentes longitudes de contacto [tesis doctoral]. ETSI Caminos, C. y P., UPM, Madrid, 2002.
- [3] B. Navarrete, J. Calavera, Longitud máxima eficaz de transferencia en refuerzo de pilares por encamisado de hormigón, *Hormigón y Acero* 234 (2004) 39-50.
- [4] A. de Diego Villalón, Comportamiento de pilares de hormigón armado confinados con materiales compuestos sometidos a compresión centrada [tesis doctoral], ETSI Caminos, C. y P., UPM, Madrid, 2016.
- [5] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Observed stress-strain behavior of confined concrete, *J. Struct. Eng.* 114 (1988) 1827-1849.
- [6] J.L. Ramírez, J.M. Bárcena, J.L. Urreta, J.A. Sánchez, Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns, *Constr. Build. Mater.* 11 (1997) 345-352.
- [7] B. Uy, Strength of reinforced concrete columns bonded with external steel plates, *Mag. Concr. Res.* 54 (2002) 61-76.
- [8] K.C.G. Ong, Y.C. Kog, C.H. Yu, A.P.V. Sreekanth, Jacketing of reinforced concrete columns subjected to axial load, *Magazine of Concrete Research* 56 (2004) 89-98 *Mag. Concr. Res.*
- [9] J. Garzón-Roca, J. Ruiz-Pinilla, J.M. Adam, P.A. Calderón, An experimental study on steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment, *Engineering Structures* 33 (2011) 580-590.
- [10] J.L. Ramírez, J.M. Bárcena, J.M. Feijoo, Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado, *Inf. Constr.* 290 (1977) 57-68.
- [11] J.L. Ramírez, J.M. Bárcena, J.A. Sánchez, Métodos de reparación localizada de pilares de hormigón para carga total, basados en encamisado metálico, *Hormigón y Acero* 197 (1995) 117-129.
- [12] A. del Río Bueno, Aportaciones al refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación, Universidad Politécnica de Madrid [tesis doctoral], Madrid, 1987.
- [13] A. del Río Bueno, J. Ortiz Herrera, Análisis de secciones de hormigón armado reforzadas, Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 1988, pp. 395-366.
- [14] A. Mirmiran, M. Shahawy, M. Samaan, E.L.H. Echary, Effect of column parameters on FRP confined concrete, *J. Compos. Constr.* 4 (1998) 175-185.
- [15] D. Cusson, P. Paultre, Stress-strain model for confined high-strength concrete, *J. Struct. Eng.* 121 (1995) 468-477.
- [16] P. Rochette, P. Labossiere, Axial testing of rectangular column models confined with composites, *J. Compos. Constr.* 4 (2000) 129-136.
- [17] X. Yang, A. Nanni, G. Chen, Effect of corner radius on the performance of externally bonded FRP reinforcement". En: T. Telford (Ed.), *Proceedings 5th International Conference on Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, London, 2001, pp. 197-204.
- [18] G. Karam, M. Tabbara, Corner effects in CFRP-wrapped square columns, *Mag. Concr. Res.* 56 (2004) 461-464.
- [19] A. Espeche, J. León, H. Corres, Refuerzo de pilares con encamisado de hormigón. Un enfoque distinto, Grupo de Hormigón Estructural, ETSI Caminos, C. y P., UPM, Madrid, 2007.
- [20] E.S. Julio, F. Franco, V.D. Silva, Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing, *Prog. Struct. Eng. Mater.* 5 (2003) 29-37.
- [21] R. Álvarez, E. Díaz-Pavón, R. Rodríguez, El terremoto de Lorca, Consorcio de Compensación de Seguros, Madrid, 2013.
- [22] E. Calderón, A. de la Fuente B. Jiménez, R. Rodríguez, Dos casos de intervenciones de urgencia: cuando la complejidad del apeo supera al refuerzo posterior, Congreso Euro-Americano REHABEND, Burgos, 2016, pp. 2189-2196.
- [23] The Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, Third edition, The Concrete Society, Camberley, 2012.

- [24] Fédération Internationale du Béton (FIB) TG 9.3, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Bulletin 14, Lausanne, Switzerland, 2001, p. 130.
- [25] CNR-Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Materials, RC and PC structures, masonry structures, CNR-DT 200 R1/2013, Italian National Research Council, Rome, Italy, 2013.
- [26] ACI, 440.2R-08 Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2008.
- [27] EHE-08, Instrucción de hormigón estructural, Ministerio de Fomento, Madrid, 2010.
- [28] EAE, Instrucción de acero estructural: con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente de Estructuras de Acero, Ministerio de Fomento, Madrid, 2012.
- [29] ENV1994-1-1, Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero - Parte 1-1. Reglas generales y reglas para edificación, CEN, 1995.
- [30] Federation Internationale du Béton (FIB), Model code for concrete structures 2010, Ernst & Sohn, Berlin, 2013.

Empuje con doble curvatura, planta y alzado, en viaducto de línea de alta velocidad Orense-Monforte-Lugo, Variante de San Julián

Incremental-launched viaduct with double curvature, plan and elevation, in high speed line - Lugo-Monforte-Orense, San Julián Variant

Carlos J. Bajo Pavía^a, Marta Pérez Escacho^{b,*} y Juan Sevillano Gacho^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe de Área de Estructuras de Obra Civil, Ferrovial-Agromán S.A., Madrid, España

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe de Equipo en Área de Estructuras de Obra Civil, Ferrovial-Agromán S.A., Madrid, España

^c Ingeniero Civil, Ingeniero en Área de Estructuras de Obra Civil, Ferrovial-Agromán S.A., Madrid, España

Recibido el 30 de marzo de 2017; aceptado el 26 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 24 de junio de 2017

Resumen

El proceso constructivo mediante empuje de tablero para alineación curva en planta y una rasante mixta, ha requerido la adaptación del método tradicional de empuje hacia un método híbrido que, respetando las ventajas inherentes al sistema constructivo, ha permitido trabajar en condiciones geométricas no habituales. El establecimiento del empuje en dos fases: empuje sobre trayectoria transitoria afectada por la propia flexibilidad vertical del tablero, y la posterior rectificación de cota a nivel de apoyos mediante procedimiento secuencial de descenso controlado, ha permitido dar viabilidad a este método con un resultado global altamente competitivo.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Alta velocidad; Empuje; Doble curvatura; Descenso de apoyos

Abstract

The construction sequence by means of incremental-launching for curved plan alignment and a straight and convex parabolic elevation, has required the adaptation of the traditional method of launching towards a hybrid method that, preserving the inherent advantages of the primary construction system, has allowed to work with these unusual geometrical conditions. The establishment of the launching procedure in two phases: launching on a transitional trajectory affected by the vertical flexibility of the deck, and the further rectification of the deck elevation by a sequential controlled support descent, has provided viability for this method with a highly competitive result.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: High-speed; Launching; Double-curvature; Support descent

1. Descripción general de la estructura

El proyecto de la Nueva Línea de Alta Velocidad Orense-Monforte-Lugo, Variante de San Julián, ha precisado de la construcción de dos viaductos empujados, 630 metros y

590 metros de longitud total, con un ancho de plataforma de 13,50 metros y una distribución de vanos de $40 + 11 \times 50 + 40$ y $40 + 10 \times 51 + 40$ respectivamente.

Ambas estructuras se construyeron y empujaron desde uno de los estribos, mediante empuje secuencial de dovelas de longitud tipo, 25,00 a 25,50 metros, y cuatro extremas de longitud especial. Sin embargo, adicionalmente a los procesos de empuje convencionales, para el caso de la estructura de 590 metros, viaducto 7 + 600, fue necesario desarrollar una estrategia de

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: mpescacho@ferrovial.com (M. Pérez Escacho).

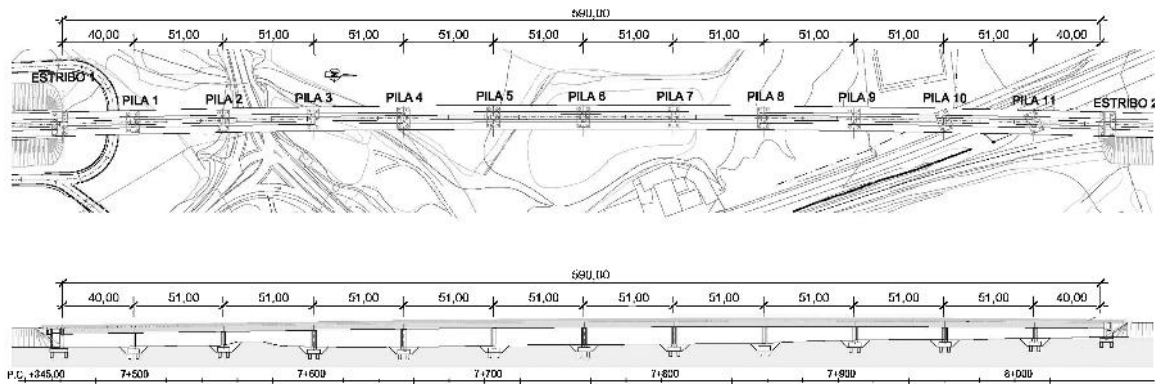


Figura 1. Planta y alzado del viaducto 7 + 600.

lanzamiento que permitiera empujar un tablero con alineación curva en planta y una rasante mixta, alzado recto en los primeros vanos y acuerdo parabólico convexo en los restantes. La figura 1 muestra la alineación en planta y el alzado longitudinal correspondientes a este viaducto.

A nivel geométrico la estructura se ha resuelto mediante tablero continuo de hormigón postesado con sección cajón unicelular de 3,65 metros de canto, almas inclinadas de 0,50 metros de espesor y ancho de losa inferior de 5,70 metros con espesor variable entre 0,35 y 0,60 metros. La losa superior se diseñó con espesor variable entre 0,20 y 0,40 metros en los dos voladizos de 3,35 metros de longitud y entre 0,55 y 0,35 metros en la zona central. En la figura 2 se muestra la sección transversal del viaducto.

En cuanto al postesado del tablero, este se organizó en dos grupos. El primero correspondiente al postesado de lanzamiento e instalado tras el proceso de fabricación del segmento en el parque, fue diseñado de forma que su resultante estuviera centrada y dotase a la estructura de capacidad suficiente para resistir sollicitaciones propias de las fases de empuje. El segundo grupo, pretensado exterior con anclajes en diafragmas de pila y desviadores en riostras intermedias e instalado antes del cambio de apoyos, fue diseñado para complementar al anterior de forma que ambos conjuntamente resistieran las sollicitaciones propias de la fase de servicio.

Para el paso de los cables por las riostras se realizaron desviadores conformados con encofrados realizados en chapa metálica para el primer viaducto, mientras que para el viaducto 7 + 600 se definieron y ensayaron nuevos desviadores tridimensionales de poliestireno expandido, cuya mejora permitió establecer una superficie curva uniforme con el propio hormigón de la riostra.

En cuanto a la subestructura, en el caso del viaducto 7 + 600, la distribución de luces planteada para el tablero con vanos de igual longitud salvo los extremos, llevó a una solución con once pilas de sección octogonal irregular de ancho variable, con un valor máximo de 5,50 metros en cabeza disminuyendo con una pendiente de 7,5% y de canto constante de 2,80 metros en toda la altura. Estas pilas de altura máxima 11,20 metros requirieron en todos los casos cimentación profunda realizada sobre encepados de seis pilotes de hormigón «in situ» de 1,5 metros de diámetro.

Los estribos se diseñaron cerrados, con aletas y muros en vuelta. El estribo 2 fue planteado como un estribo

convencional de 9,45 metros de altura, mientras que el estribo 1, estribo de empuje, fue concebido como estribo hueco de 10,30 metros de altura formado por cuatro muros longitudinales y dos transversales que completaron el paramento visto y el muro trasero de contención de tierras respectivamente. Ambos estribos, igual que las pilas, requirieron cimentación profunda soportada en encepados sobre pilotes «in situ». En la figura 3 se puede observar una vista lateral del estribo de empuje a la izquierda, y una representación isométrica de la pila a la derecha.

Una vez completado el proceso de empuje, el tablero se fijó al estribo 1 mediante 8 tendones de 19 torones de $\varnothing 0,62''$ que cosieron el diafragma del tablero al espaldón del estribo, que a su vez fue cosido al parque de prefabricación mediante 10 tendones de 19 torones de $\varnothing 0,62''$.

Todos los aparatos de apoyo instalados han sido tipo POT, unidireccionales los situados a la derecha del eje del tablero (lado interior de la curva en planta) y libres los situados a la izquierda (lado exterior), de acuerdo con el sentido creciente de PKs.

La junta del estribo fijo, estribo 1, fue concebida mediante una simple chapa y elementos guarda-balasto, mientras que, en estribo 2, se dispuso una junta con aparato de dilatación de vía para admitir carrera total de 600 mm.

2. Proceso constructivo mediante empuje del tablero

El empuje de tableros es un sistema constructivo que se viene utilizando con éxito desde mediados del siglo XIX, siendo a partir de 1960 cuando se extiende su aplicación a tableros de hormigón. Actualmente resulta muy competitivo para resolver estructuras de vanos entre 30 y 60 metros con longitud total superior a los 500 metros, y que bien atraviesan valles profundos o están localizadas en zonas de terreno de baja capacidad portante. Sin embargo, históricamente la viabilidad de su empleo está condicionada por la geometría de la estructura, que debe mantener una misma alineación, bien recta, bien de radio constante para permitir el avance sobre los apoyos temporales situados en las pilas. [1,2]

En este sentido, la longitud total del viaducto presentado, 590 metros, junto con una distribución de luces, $40 + 10 \times 51 + 40$, y la baja capacidad portante del terreno lo hacían idóneo para considerar el empuje la mejor opción

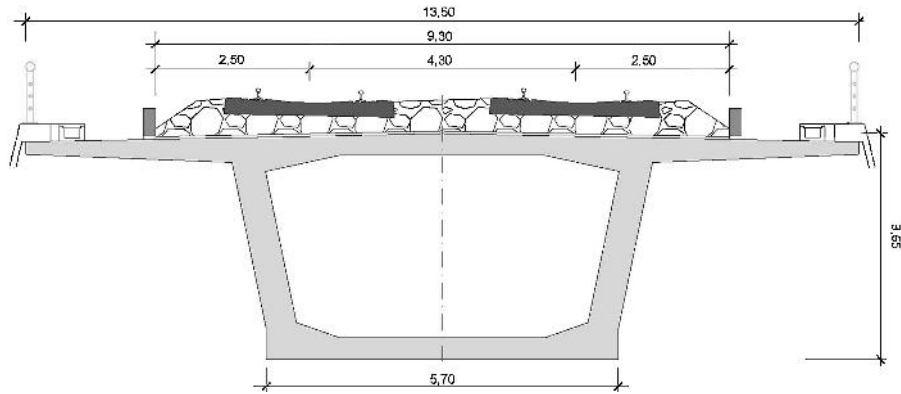


Figura 2. Sección transversal.

constructiva. Sin embargo, la geometría del viaducto, con alineación curva en planta y una rasante mixta, alzado recto en los primeros vanos y acuerdo parabólico convexo en los restantes, invalidaba inicialmente el empleo de esta tecnología.

2.1. Estrategia de empuje

El procedimiento finalmente seleccionado apostó por una tecnología de empuje híbrido que respetaba en todo momento las ventajas inherentes a este sistema constructivo manteniendo la coherencia en las actuaciones requeridas en obra durante la construcción y logrando la rasante teórica con mínimas variaciones en el espesor de balasto.

Para llevarlo a cabo se ideó un procedimiento que flexibilizaba la aplicación del método mediante el establecimiento de dos etapas constructivas claramente diferenciadas: empuje y reposicionamiento, no requiriendo en ninguna de ellas apoyos temporales adicionales más allá de los soportes previstos para la configuración definitiva del tablero.

La primera etapa, empuje, consistió en definir una trayectoria transitoria de lanzamiento que permitiera el avance sobre los apoyos temporales situados en las pilas. Para ello se decidió la posición de los apoyos temporales tanto en planta como en alzado de forma que fuera compatible con una posterior rectificación de cota. En la figura 4 se muestra una vista lateral de la estructura terminada arriba, y una vista durante la fase de empuje abajo.

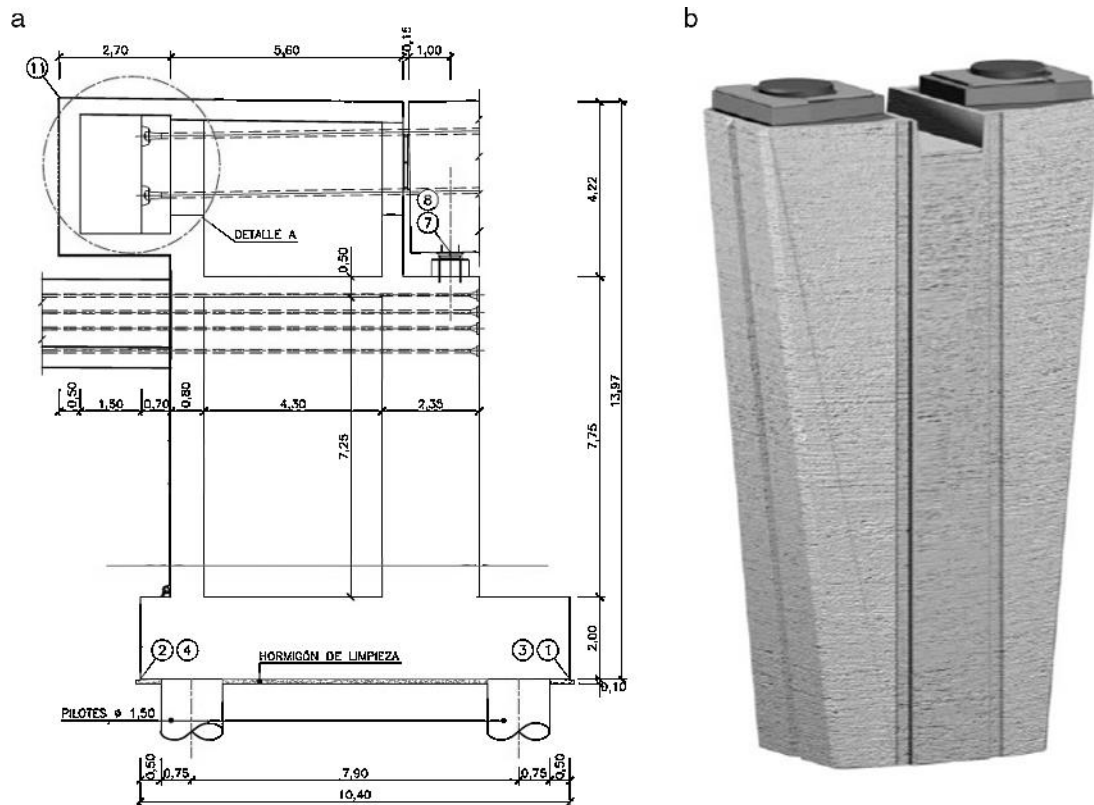


Figura 3. Vista lateral de estribo de empuje (izq.) e isométrica de pila (dcha.).



Figura 4. Vista lateral de estructura terminada (arriba) y vista durante la fase de empuje (abajo).

Como se puede apreciar en la figura 5, bajo cada apoyo temporal de altura variable se instalaron conjuntos de chapas de hasta 75 mm de espesor para adaptarse a la rasante de lanzamiento.

La segunda etapa, reposicionamiento, llevado a cabo tras el empuje del tablero, requirió definir un procedimiento secuencial de descenso de apoyos que involucró el trabajo conjunto de 30 gatos de pequeñas dimensiones instalados en grupos de tres pilas (fig. 6). La carga sobre cada gato y los valores de descenso, de hasta 144 mm, se monitorizaron en todo momento para evitar afectar a la estructura con incrementos de esfuerzo no previstos.

Para el análisis de los esfuerzos inducidos en tablero y en la subestructura tanto en la fase de empuje como en la fase de



Figura 5. Detalle de chapas bajo apoyo temporal.

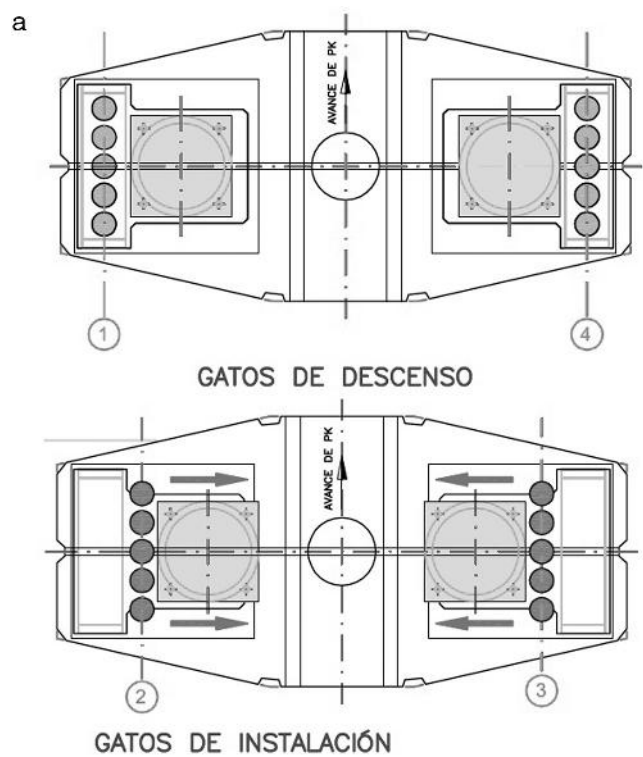


Figura 6. Reposicionamiento.

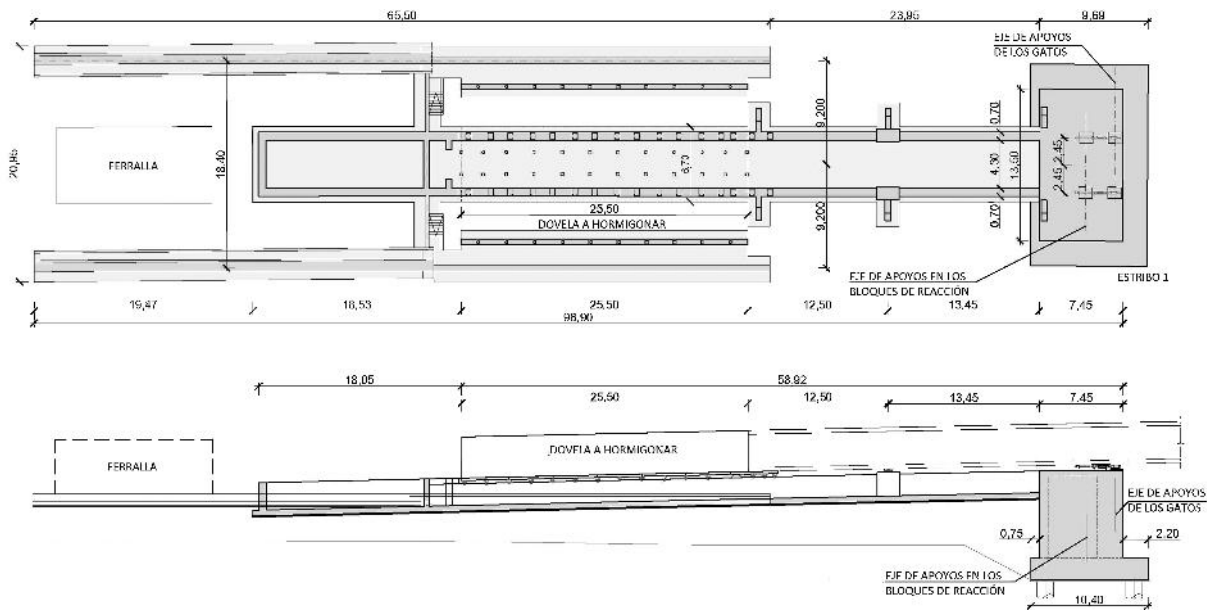


Figura 7. Parque de ferralla, hormigonado y empuje.

reposicionamiento y servicio, se realizaron modelos computacionales de cálculo que incluían todas las cargas solicitantes directas e indirectas a que la estructura se encontraba sometida.

2.2. Parque de empuje

El parque de empuje se situó entre los dos viaductos de forma que pudiera aprovecharse la estructura del parque de ferralla. Los muros del parque de hormigonado y zona de empuje se replantearon independientemente, integrando el cambio de geometría en la junta entre dovelas. A continuación, en la figura 7 se muestra planta y alzado del parque de ferralla, hormigonado y empuje.

Se realizó un replanteo topográfico preciso de la superficie de los muros sobre el parque de hormigonado, así como de la zona de cambio de sección para dotar a la estructura de la geometría necesaria en diseño. El posicionamiento del parque de empuje para el viaducto 7 + 600 llevó a cálculos para obtener la geometría de empuje que mejor se adaptara a las condiciones de contorno.

En este sentido, se planteó la necesidad de realizar el empuje en primera fase y estudiar la mejor solución entre las siguientes opciones:

- Reponer la rasante de diseño de la vía mediante sobreespesores de balasto.
- Permitir deformaciones del tablero para que se adaptase a la geometría definitiva y mantener un espesor de balasto constante.

Cada una de las opciones suponía un incremento de pretensado definitivo del tablero bien por cargas gravitatorias para el primer caso, bien por deformación del tablero en el segundo.

Finalmente, la segunda opción fue la elegida pues el incremento necesario de pretensado en esta segunda opción era inferior a la primera.

Por lo tanto, el empuje se realizó mediante la obtención de un círculo teórico espacial que serviría de directriz de empuje y, mediante la flexibilidad vertical del tablero, este se iría acomodando a medida que aterrizaba en los apoyos de empuje consecutivos. Una vez realizado el empuje y mediante procedimientos de cambio de apoyo, se alcanzaría la rasante definitiva de proyecto.

2.3. Descripción del sistema de empuje

El sistema de empuje principal empleado para el desplazamiento del tablero utilizó sendos equipos de gatos de fricción bajo las almas de la sección cajón. Estos equipos siempre trabajan mediante la acción de gatos horizontales sobre otro gato vertical que se sitúa sobre una chapa de acero inoxidable y teflón. Los gatos horizontales se referencian en su parte trasera en unos bloques de hormigón cuya misión es dotar de reacción al sistema durante el empuje y servir a su vez de punto fijo del tablero en las fases posteriores al empuje.

El paso del tablero sobre las pilas se hizo mediante unos apoyos deslizantes provisionales de acero inoxidable y almohadillas de neopreno teflón. Adicionalmente, en las pilas se dispusieron unas guías laterales con la misión de ayudar a que el tablero en su avance describiera el trazado en planta previsto.

En la zona del parque de prefabricación, la dovela hormigonada se apoyaba sobre unas chapas metálicas que deslizaban sobre unos patines de acero inoxidable sobre las que se había dispuesto de una lámina de deslizamiento de teflón con objeto de minimizar los rozamientos. A continuación se muestra en la figura 8, sendas imágenes correspondientes al detalle de apoyo del tablero en los patines arriba y el sistema de empuje principal mediante gatos de fricción abajo.

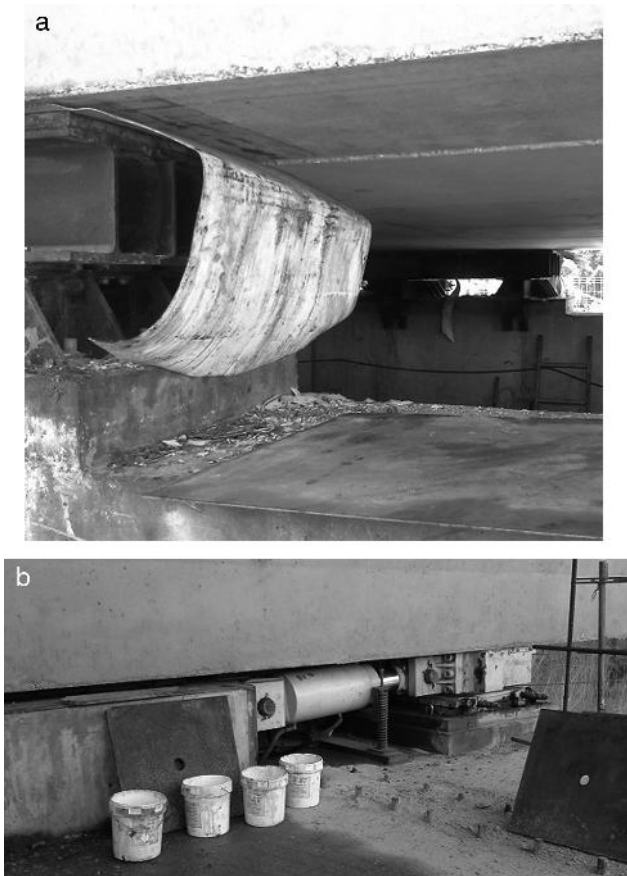


Figura 8. Detalle de apoyo del tablero en patines (arriba) y sistema de empuje principal (abajo).

Para los primeros empujes donde la reacción sobre los gatos verticales siempre resulta muy pequeña, y por tanto el rozamiento necesario para el empuje es insuficiente, se utilizaron barras de pretensado ancladas a la nariz. Del mismo modo, para el empuje de las últimas dovelas, se realizó el empuje mediante el tiro a través de barras de pretensado unidas a la contranariz, y mediante el empleo de una viga de arrastre, y gatos de apoyo auxiliar en la parte final del tablero (fig. 9). En el caso de la viga de arrastre, esta se unía solidariamente a la losa inferior del tablero mediante barras de cosido verticales.

3. Secuencia constructiva

A continuación, se detalla el procedimiento constructivo global de la estructura, haciendo hincapié en aquellos elementos diferenciadores sobre los que habitualmente se observan en los empujes convencionales.

Dado que la geometría de empuje se planteó sobre un círculo orientado espacialmente, y la construcción de las dovelas se realizó mediante segmentos rectos, cada una de las dovelas hubo de colocarse de manera que formase un ángulo definido en planta, del mismo modo que se realizó también en alzado. Como los gatos de empuje se colocaban fuera del parque de encofrado y para no penalizar los rozamientos en las primeras fases de empuje, los gatos no estaban orientados siguiendo la tangente del círculo en el punto de contacto sino que se

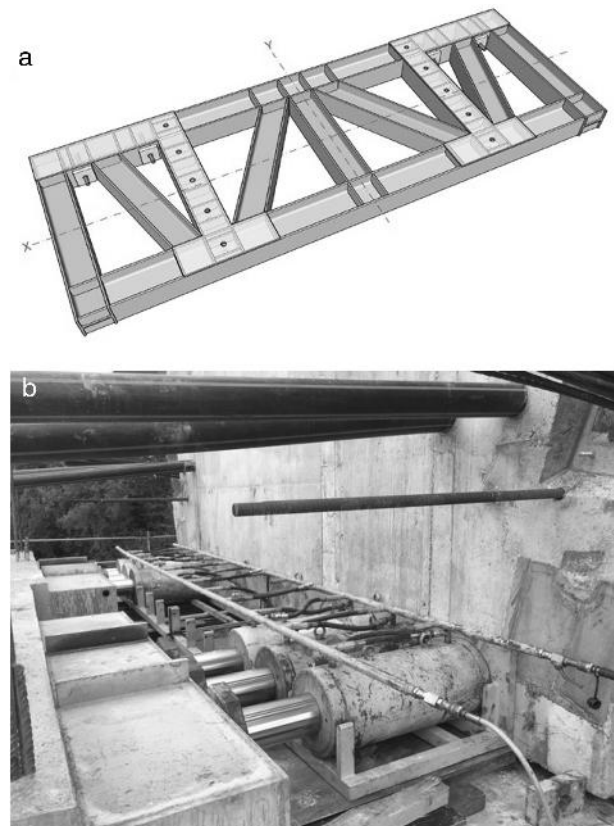


Figura 9. Viga de arrastre (arriba) y gatos de apoyo auxiliar sobre espaldón de estribo (abajo).

dispusieron siguiendo la misma pendiente longitudinal que presentaba el parque de encofrado. De esta manera, no se penalizaban los rozamientos iniciales en el parque, al actuar los gatos en la misma dirección que los patines del parque.

El replanteo de la primera dovela de longitud 3,80 metros se definió manteniendo la alineación recta con el pescante, de longitud total 30 metros, requiriendo un cuidadoso control topográfico con objeto de evitar interferencias entre el cabestrante de tiro anclado al pescante y los taladros dispuestos en los bloques de reacción.

En este sentido, el primer giro en planta se hizo efectivo con ángulo $0,002318$ rad entre las dovelas 1 y 2, manteniendo a partir de entonces este valor de giro en todas las juntas entre dovelas. En relación a los alzados, el cambio en la pendiente longitudinal se definió sobre el último patín a 1,55 metros de la cara de la dovela, con objeto de no penalizar las labores de empuje con un incremento en el rozamiento justo a nivel de la junta. Un esquema en planta con las primeras fases de replanteo del empuje se muestra en la figura 10.

Tras el empuje de los dos primeros segmentos se retiraron las barras de tiro y se procedió a continuar con el empuje mediante el sistema de gatos de fricción comentado anteriormente. Adicionalmente, y previo a las labores de empuje de cada segmento se verificaba la resistencia necesaria para hacer efectivo el tesado de lanzamiento y tras completarlo se procedía con el empuje del segmento.

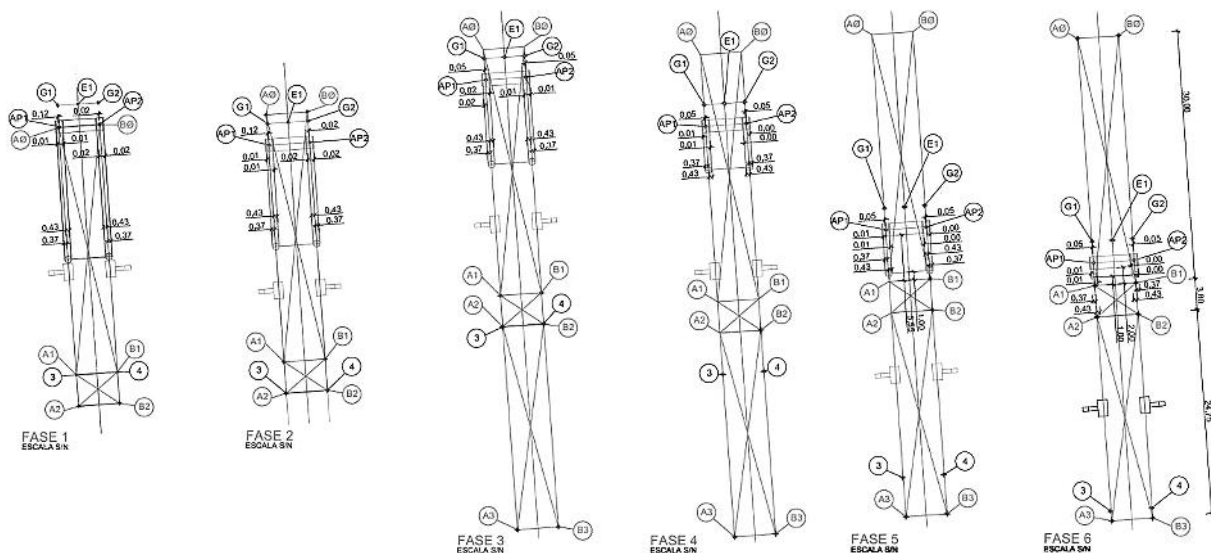


Figura 10. Replanteo en planta de puntos de control durante los primeros empujes.

Este pretensado constituido por un total de 12 tendones de 19 torones de $\varnothing 0,62''$, transcurría por todo el tablero distribuido en dos familias ancladas en las dovelas de forma alternativa, y adicionalmente incluía 2 tendones de refuerzo en las primeras cuatro dovelas y las diez últimas. Como se ha comentado anteriormente, este pretensado se dispuso de forma que la resultante producida se encontrase centrada para minimizar la presencia de momentos flectores adicionales. El objeto de esto era realizar un dimensionamiento de pretensado para esta fase lo más efectivo posible teniendo en cuenta las diferentes condiciones de apoyo de las secciones en su movimiento sobre pilas y centro de vano. Adicionalmente, una resultante centrada ayudaba a prevenir deformaciones por introducción de carga minimizando así el rozamiento en el parque. [3]

A continuación, en la figura 11, se muestra una gráfica con las envolventes del estado tensional del tablero durante la fase de empuje del mismo.

Se mantuvo por tanto la secuencia constructiva habitual: ferrallado y hormigonado de la dovela en zona de encofrado contra la cara dorsal del segmento anterior, tesado de tendones de pretensado, empuje del nuevo segmento y en caso de apoyo del pescante sobre la pila siguiente, recuperación de la flecha actuando sobre los gatos de punta de la nariz hasta recuperar la cota de empuje.

Una vez el tablero se situó en planta sobre la posición definitiva se procedió a su anclaje y desmontaje del pescante de lanzamiento, y hormigonado de diafragmas de pila y cartabones de los desviadores intermedios. Tras esta fase se procedió a realizar el tesado de los tendones de continuidad. Este pretensado de continuidad exterior formado por 4 tendones en los vanos extremos y 6 en los centrales, todos ellos de 31 torones $\varnothing 0,62''$, recorría los vanos anclándose en los diafragmas de pila de forma alterna cada dos o tres vanos según el caso. [4]

A continuación, en la figura 12, se muestra a modo de ejemplo una gráfica con las envolventes del estado tensional del tablero para la combinación frecuente.

Una vez completados estos trabajos se procedió a realizar la sustitución de apoyos provisionales por definitivos efectuando a la vez la modificación de rasante, reposicionamiento del tablero, para aproximarla a la curva teórica del trazado.

Durante la sustitución de los apoyos se emplearon 30 gatos de descenso de capacidad 2.000 y 2.500 kN, que trabajaron repartidos en grupos de tres pilas de forma síncrona. El objeto de utilizar estos gatos de pequeño calibre fue la adaptación al reducido espacio existente en cabeza de pila, dotando de este modo a la solución de una mayor coherencia al evitar la ejecución de pilas temporales de soporte. Adicionalmente, durante el procedimiento de posicionamiento de los gatos de descenso en las pilas se requirió el empleo de gatos de instalación de las mismas características, según se muestra en la figura 6.

Para aumentar el espacio útil sobre la cabeza de las pilas, inicialmente se desplazaron los aparatos de apoyo definitivos hacia el interior de la pila, dejando así espacio suficiente para colocar los gatos de instalación. Estos gatos levantaban el tablero un máximo de 10 mm, permitiendo el desmontaje de los apoyos temporales de empuje, habilitando el espacio para ubicar los gatos de descenso. Estos, una vez instalados tomaban carga y permitían la retirada de los gatos de instalación, tras lo cual los aparatos de apoyo definitivos se volvían a fijar en su posición definitiva.

El reposicionamiento del tablero mediante descenso de apoyos se llevó a cabo siguiendo un procedimiento secuencial definido previamente. El valor máximo de descenso se limitó a 50 mm por fase, siendo el valor máximo global de descenso en el estribo E-2 de 144 mm. Los gatos de descenso empleados trabajaban conjuntamente instalados en grupos de tres pilas, disponiendo de apoyos auxiliares temporales mediante chapas de acero colocadas sobre el pot en aquellas situaciones en las que el descenso en un apoyo no se había completado y los gatos eran requeridos en otra pila según la secuencia de descenso. A continuación, en la figura 13, se muestran sendos esquemas de trabajo desarrollados durante la fase de reposicionamiento.

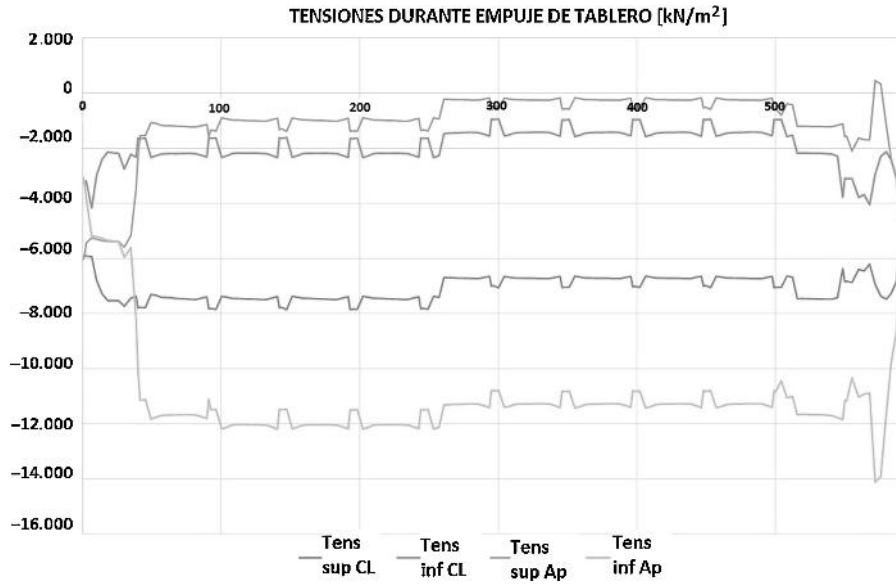


Figura 11. Envolvente tensional para la fase de empuje del tablero.

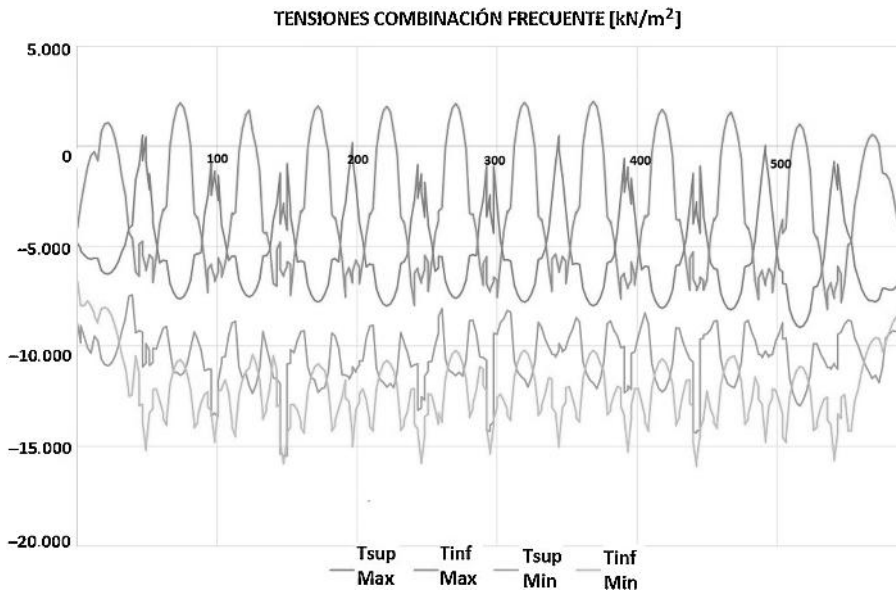


Figura 12. Envolvente tensional para combinación frecuente.

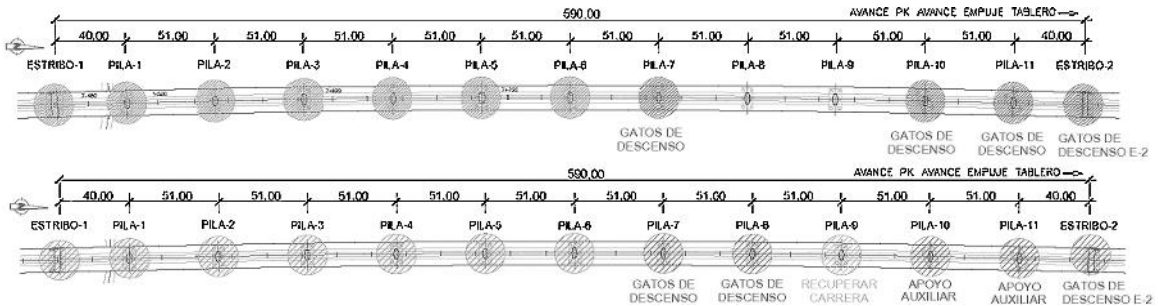


Figura 13. Esquema de trabajo de identificación de gatos durante el proceso de descenso.

Por último, tras terminar los trabajos en los estribos, se procedió a completar el tesado de los tendones de atado del tablero al estribo fijo, terminando con las labores de instalación de material de vía, juntas y barreras.

4. Conclusiones

La adaptación del método tradicional de construcción de puentes empujados, mediante la consideración de la propia flexibilidad vertical del tablero, ha permitido replantear el empuje convencional estableciendo una nueva metodología en dos fases que incluyen empuje sobre trayectoria transitoria y posterior rectificación de cota.

Este planteamiento hizo posible el empleo de esta tipología constructiva en trazados considerados hasta la fecha no válidos para el empuje, ampliando de este modo con éxito su campo de aplicación.

Conflicto de intereses

Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Agradecimientos

Nuestros más sinceros agradecimientos a todas aquellas personas y equipos que han estado involucrados en alguna de las

fases de este proyecto desde el planteamiento original de la idea, a las posteriores etapas de diseño y ejecución en obra.

En este sentido, queremos agradecer la labor de todo el Equipo de Obra de Ferroviario Agromán encargado de la ejecución de este proyecto, destacando entre ellos a Manuel Ruíz-Ocejo, Jesús Rafael García Pol, Pablo Lago-Orcazberro, Antonio Morell, David Fernández y Alejandro Magariños, así como a Fernando López Bueno, Director de Ferrocarriles y Transportes, por su colaboración, esfuerzo e ideas. Agradecimientos también a nuestros compañeros de Oficina Técnica de Ferroviario Agromán Francisco Palacios, Enrique Corres y Manuel Vicente Mayordomo, por su dedicación durante la etapa de diseño, a Silga como ingeniería externa colaboradora, al Equipo de Tecpresa encargado de las labores de empuje, tesado y reposicionamiento, y por supuesto al Equipo de Dirección de Obra de ADIF que nos ha permitido llevar a cabo este gran reto.

Bibliografía

- [1] Association Francaise de Genie Civil, Guide des ponts poussés, Presses des ponts, France, 1999.
- [2] M. Rosignoli,;1; Geometric design of launched bridges, bridge engineering manuals. Manual 102.01, 2016.
- [3] Concrete Society Working Party, Durable Post-tensioned Concrete Structures, The Concrete Society, United Kingdom, 2010.
- [4] FIB Task Group 1.2 Bridges, Guidance for good bridge design, Fédération Internationale du Béton. Bulletin 9. 2000.

REALIZACIONES
ESPAÑOLAS
OCHO AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

2009

2016

SPANISH WORKS
EIGHT YEARS
OF STRUCTURAL
ENGINEERING

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural
Spanish Branch of FIB

COLABORAN:




Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



Fundación
Caminos

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

Hormigón autocompactante con fibras para premoldeados

Fibre reinforced self-compacting concrete for precast

Gemma Rodríguez de Sensale^{a,*}, Luis Segura-Castillo^b, Iliana Rodríguez Viacava^c,
Rosana Rolfi Netto^d, Darío Míguez Passada^e y María Esther Fernández Iglesias^f

^a Doctor, Facultad de Arquitectura-Facultad de Ingeniería, UdelaR, Uruguay, Profesor Titular, Montevideo, Uruguay

^b Doctor, Facultad de Ingeniería, UdelaR, Uruguay, Profesor Adjunto, Montevideo, Uruguay

^c Arquitecto, Facultad de Arquitectura-Facultad de Ingeniería, UdelaR, Uruguay, Asistente, Montevideo, Uruguay

^d Arquitecto, Facultad de Ingeniería, UdelaR, Uruguay, Asistente, Montevideo, Uruguay

^e Arquitecto, División Hormigón, Cementos Artigas, Uruguay, Director Departamento Técnico, Montevideo, Uruguay

^f Doctor, Facultad de Arquitectura, UdelaR, Uruguay, Profesor Agregado, Montevideo, Uruguay

Recibido el 6 de abril de 2017; aceptado el 25 de abril de 2017

Disponible en Internet el 26 de junio de 2017

Resumen

Como referencia se tomó un hormigón autocompactante (HAC) usual en premoldeados. Las variables analizadas fueron el tipo de fibras y su cuantía. Se estudiaron propiedades de los hormigones en estado fresco y endurecido. La incorporación de fibras en estado fresco influye significativamente en la reología; en estado endurecido mejora la resistencia mecánica en relación al HAC sin fibras. En relación a la permeabilidad al aire y la resistencia a penetración de cloruros, los resultados obtenidos no difieren significativamente entre sí.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón autocompactante; Fibras estructurales

Abstract

A self-compacting concrete (SCC), which is usual in local precast, was used as reference. The variables analysed were the type of fibres and their amount. Properties of concretes in fresh and hardened state were studied. The use of fibres, compared to the SCC without fibres, significantly influences the rheology in the fresh state and improves mechanical resistance in the hardened state. As regards the air permeability and the resistance to chloride penetration, the results obtained do not differ significantly between the two states.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Self-compacting concrete; Structural fibres

1. Introducción

La experiencia internacional en premoldeados ha demostrado las ventajas del empleo de nuevos hormigones en lugar del hormigón convencional [1–6]. En los últimos años, parte de la optimización de la calidad de los premoldeados se ha basado

en el empleo de fibras con los hormigones reforzados con fibras (HRF). En Uruguay, las mayores experiencias en premoldeados datan de la década de 1960, y se basan en sistemas de prefabricación pesada, cuyo desempeño ha sido variable. El material utilizado en todos los casos es el hormigón convencional, que determina características técnicas de los productos finales y condiciona aspectos productivos de fabricación y montaje; por ello se ha empezado a usar hormigón autocompactante (HAC). La versatilidad de las aplicaciones de los hormigones reforzados con fibras [7–12] los convierten en una alternativa de gran

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: gemma@fing.edu.uy (G. Rodríguez de Sensale).

Tabla 1
Propiedades físicas y mecánicas del cemento y la adición empleados

Propiedad	CPN	Adición
Densidad (g/cm ³)	3,07	2,75
Finura Blaine (cm ² /g)	2.490	6.873
Agua para consistencia normal (%)	28,90	
Tiempo de fraguado inicial (min)	245	
Tiempo de fraguado final (min)	325	
Resistencia a compresión (MPa) a 2 días	19,2	
Resistencia a compresión (MPa) a 7 días	32,7	
Resistencia a compresión (MPa) a 28 días	40,8	
Índice de actividad puzolánica	100	56,7

interés para nuestro país. Además, teniendo en cuenta la escala del medio, que el sector de la construcción se encuentra en una etapa de elevada demanda, con escasez de mano de obra calificada, falta de materiales como el hierro y una creciente necesidad por optimizar los tiempos de ejecución, surge la motivación del Proyecto ANII FMV_1_2014_1_104566 «Aplicación de nuevos hormigones para premoldeados». El objetivo del Proyecto es mejorar prestaciones y procesos industriales de elementos premoldeados existentes mediante la aplicación de nuevos hormigones. Para hacer viable dicha aplicación se trata de brindar una respuesta integral a nivel del material en sí y estructural, abarcando aspectos numéricos y experimentales. Con ello se pretende dar un nuevo impulso a la industria de la prefabricación nacional.

En este trabajo se presentan parte de los resultados obtenidos hasta la fecha en el Proyecto; ellos corresponden a parte de la etapa correspondiente al material en sí, siendo estudiados los hormigones autocompactantes con fibras (HACRF). Como referencia se tomó un HAC que está siendo empleado en premoldeados de nuestro país. En el programa experimental las variables analizadas son el tipo de fibras estructurales (dos: metálicas y sintéticas) y su cuantía (dos diferentes para cada tipo de fibra). Se estudian sus propiedades en estado fresco y endurecido (resistencia a compresión, a tracción por flexión,

Tabla 2
Composición química del cemento y la adición empleados

Elemento	CPN		Adición		Unidades
	EDXRF	Análisis tradicional	EDXRF	Análisis tradicional	
SiO ₂	19 ± 2	—	—	11 ± 1	%
Al ₂ O ₃	< 2	—	2,3 ± 0,5	—	%
Fe ₂ O ₃	1,9 ± 0,2	—	1,6 ± 0,1	—	%
MnO	351 ± 35	—	282 ± 20	—	µg/g
MgO	—	3,1 ± 0,9	—	1,9 ± 0,2	%
CaO	55,2 ± 5,0	55,1 ± 2,8	40 ± 4	42 ± 4	%
Na ₂ O	—	0,22 ± 0,05	No det.	—	%
K ₂ O	1,2 ± 0,1	1,24 ± 0,05	< 2	—	%
SO ₃	2,5	—	0,3736(*)	—	%
P ₂ O ₅	< 2	—	< 0,2	—	%
Cl	0,15	—	< 0,2	—	%
Ti	1077 ± 105	—	996 ± 90	—	µg/g
Cu	7,2 ± 0,5	—	20,4 ± 2,0	—	µg/g
Zn	46,5 ± 4,5	—	37,8 ± 3,5	—	µg/g
Pb	17,2 ± 1,5	—	15,3 ± 1,5	—	µg/g
P.P.C.	—	4,6 ± 0,4	—	34 ± 1	%

Tabla 3
Peso específico y absorción de los agregados

Agregado	Peso específico (kg/m ³)	Absorción (%)
Arena fina	2.650	0,5
Arena gruesa	2.650	0,5
Piedra partida	2.590	0,8

tenacidad, módulo de elasticidad, permeabilidad al aire por el método Torrent y resistencia a ion cloruro).

2. Investigación experimental

En esta sección se presentan los materiales, la dosificación de los hormigones con y sin fibras, y los métodos empleados en la investigación experimental.

2.1. Materiales empleados

Los materiales empleados para la realización de los hormigones fueron:

- Cemento Portland: cemento Portland normal (CPN) de fábrica local, cuyas características se presentan en las tablas 1 y 2.
- Adiciones: se empleó polvo de electrofiltro (PEF), de la misma fábrica de cemento, que cumple con las características para filler indicadas en UNE-EN 12620 [13]; sus características se encuentran en las tablas 1 y 2. El tamaño medio de partículas fue determinado a través de difracción de luz láser, equipo Coulter LS 230, y el índice de actividad puzolánica [14], con el cemento empleado. Es de observar que la adición no es puzolánica, siendo empleada para mejorar la reología y la economía del HAC, ya que es un residuo de la industria cementera.
- Agregados: naturales, cuyas características se presentan en la tabla 3. El agregado fino está formado por una arena fina

Tabla 4
Características de las fibras empleadas

Fibras	Diámetro (mm)	Longitud (mm)	L/d	Resist. tracción (MPa)	Peso específico (kg/m ³)
FM	1	50	50	> 1.100	7,85
FS	1,37	48	35	> 550	0,92

Tabla 5
Resultados obtenidos en estado fresco

	PUV (kg/m ³)	Escurrimiento D (cm)	Embudo VTv (s)	Anillo JDj (cm)	Caja en LH2/H1	Segregación(%)
REF	2.313	66,5	5,59	67,0	0,96	7,71
FS4	2.356	70,0	12,70	66,0	0,14	14,17
FS8	2.369	76,0	–	66,0	Bloqueo	22,50
FM20	2.401	69,0	11,90	66,0	Bloqueo	11,67
FM30	2.410	74,0	10,00	66,5	Bloqueo	15,83

y una gruesa provenientes de río. El agregado grueso es una piedra partida de origen granítico cuyos tamaños están comprendidos entre 5 y 14 mm.

- Agua: proveniente de la red de abastecimiento local.
- Aditivo: superplastificante en base a carboxilatos con un 35% de sólidos, siendo compatible con el cemento y la adición empleada.
- Fibras: metálicas y sintéticas, siendo las dos únicas fibras estructurales que se comercializan en el país. Las fibras metálicas (FM) son de acero de bajo contenido de carbono, trefilado a frío, con ganchos (Wirand FF1); las fibras sintéticas (FS) son macrofibras de poliolefina, corrugadas (FiberForce PP-48). Las características de las mismas se presentan en la tabla 4.

Los datos fueron suministrados por los fabricantes, conociéndose de las fibras metálicas además la deformación en ruptura, que es menor al 4%, y el módulo elástico, que es de 210 GPa, mientras que del módulo elástico de las sintéticas se sabe solo que es mayor de 9 GPa [15].

2.2. Dosificación de los hormigones

Como referencia se tomó un HAC de uso en nuestro medio para premoldeados, con 390 kg/m³ de CPN, 175 kg/m³ de adición, 375 kg/m³ de arena, 765 kg/m³ de agregado grueso, 175 kg/m³ de agua y 6,7 kg/m³ de aditivo. Se elaboraron en total cinco tipos de hormigones: el HAC de referencia sin fibras, dos reforzados con fibras sintéticas con cuantías de 4 y 8 kg de fibras por metro cúbico de hormigón (mínima y máxima recomendada por el fabricante) y dos HAC reforzados con fibras metálicas con cuantías de 20 y 30 kg/m³ de hormigón, siendo dosificaciones habituales para aplicaciones de responsabilidad estructural baja, como pavimentos o premoldeados de mediano y bajo porte.

2.3. Metodología

Los hormigones fueron realizados en hormigonera de eje inclinado. En estado fresco se estudió la fluidez mediante ensayo de escurrimiento [16] y embudo V [17], la resistencia al

Tabla 6
Cumplimiento de requisitos para HAC

	REF	FS4	FS8	FM20	FM30
Escurrimiento	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Embudo V	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Anillo J	Cumple	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple
Caja en L	Cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
Segregación	SR1-SR2	SR1-SR2	>20%	SR1-SR2	SR1

bloqueo mediante ensayos de escurrimiento con anillo J [18] y caja en L [19], y la resistencia a la segregación (estabilidad) con ensayo de tamiz GTM [20], peso por unidad de volumen (PUV); también se determinaron propiedades reológicas empleando un reómetro rotacional de paletas ICAR [21].

Se hicieron tres probetas de cada tipo de hormigón para estudiar cada propiedad en estado endurecido, excepto para evaluar la resistencia a compresión, donde fueron cinco las probetas realizadas. Todas las probetas fueron curadas en cámara húmeda hasta la edad de ensayo (28 días), excepto las sometidas a ensayo de permeabilidad al aire, que fueron retiradas 7 días antes de la cámara húmeda y dejadas en ambiente de laboratorio hasta la edad de ensayo por así requerirlo el procedimiento de ensayo.

En estado endurecido se estudió a los 28 días de edad la resistencia a compresión [22]; la resistencia a flexión por tracción [23], con cargas a un tercio de la luz entre ejes de apoyos, determinándose la tenacidad y el índice de tenacidad, mediante el análisis de la curva carga-flecha obtenida en el ensayo de los hormigones reforzados con fibras; y el módulo de elasticidad [24].

También se estudiaron dos parámetros vinculados a la durabilidad: permeabilidad al aire [25] y resistencia a la penetración de cloruros [26]. La permeabilidad al aire por el método Torrent se basa en la medición de la permeabilidad al aire del hormigón de recubrimiento (kT) y la conductividad eléctrica del hormigón (ρ), que es afectada por la humedad de la probeta; con ello se establece una valoración de la calidad del recubrimiento en categorías (muy mala, mala, normal, buena, muy buena). Para la evaluación de la resistencia del hormigón a la penetración de cloruros se mide la corriente eléctrica en coulombios, que pasa a través de la probeta por un período de 6 h sometida a un voltaje estándar

Tabla 7

Resultados obtenidos con reómetro rotacional de paletas

	Parámetros relativos				Parámetros Bingham	
	Esf. fluencia estático(Pa)	Fluencia(Nm)	Viscosidad(Nm.s)	R ²	Esf. fluencia dinámicoτ ₀ (Pa)	Viscosidad plásticaμ _p (Pa.s)
REF	91,4	0,21	1,42	0,97	33,4	27,9
FS4	93,0	-0,51	3,32	0,99	0,1	44,1
FS8	126,6	0,04	2,35	0,98	4,7	47,7
FM20	229,0	0,35	2,62	0,99	53,6	52,4
FM30	387,9	0,61	2,85	1,00	107,2	52,7

Tabla 8

Resistencia a compresión y módulo elástico de los hormigones

	Fc (MPa)	σ(MPa)	CV (%)	Ec (GPa)	σ(GPa)	CV (%)	ΔFc (%)	ΔEc (%)
REF	48,13	0,54	1,13	33,27	0,17	0,01		
FS4	52,60	1,37	2,61	35,02	0,44	0,01	+9	+5
FS8	54,63	1,74	3,18	36,54	1,53	4,19	+14	+10
FM20	54,69	1,81	3,30	35,61	1,54	4,31	+14	+7
FM30	55,45	1,09	1,97	36,83	0,21	0,57	+15	+10

de 60 VDC. El valor obtenido como resultado es indicador de la resistencia a la penetración de iones cloruros del hormigón. La norma establece categorías relativas a la permeabilidad frente a ion cloruro: alta (mayor a 4.000 culombios), moderada (4.000-2.000 culombios), baja (2.000-1.000 culombios), muy baja (1.000-100 culombios) y despreciable (menor a 100 culombios).

3. Resultados obtenidos y discusión

3.1. Resultados en estado fresco

En la tabla 5 se presentan resultados obtenidos en estado fresco del HAC sin fibras, tomado como referencia (REF) los HAC con fibras sintéticas (siendo denominados FS4 y FS8 los que contienen 4 y 8 kg/m³, respectivamente), y los HAC con fibras metálicas (denominados FM20 y FM30, pues sus contenidos de fibras son de 20 y 30 kg/m³, respectivamente).

La incorporación de fibras no influye significativamente en el peso unitario volumétrico (PUV).

En relación a los resultados de los ensayos *ad hoc* para HAC que figuran en la tabla 5, el cumplimiento de requisitos para la autocompactabilidad [27] en los ensayos para evaluar la fluidez y la resistencia al bloqueo se presenta en la tabla 6, mientras que para la resistencia a la segregación allí se menciona la categoría en que se clasifican los resultados [28].

En relación a la fluidez, todos los HAC estudiados, sin y con fibras, cumplen con los requisitos necesarios para la autocompactabilidad. La resistencia al bloqueo mediante el ensayo de la caja en L no se cumple en los hormigones que contienen fibras, mientras que empleando el anillo J solo los HAC con menor contenido de fibras cumplen requisitos para HAC.

En relación a la resistencia a la segregación, si bien todas las mezclas están en la categoría SR1 —excepto el hormigón FS8, que presenta un porcentaje mayor que el adecuado para HAC [29]—, se observan diferentes grados de segregación en

los HAC con fibras; los hormigones con mayores cantidades de fibras presentan los mayores porcentajes de segregación.

Resultados obtenidos con reómetro ICAR se presentan en la tabla 7 y en la figura 1. El esfuerzo de fluencia estático es el esfuerzo de corte requerido para iniciar el flujo cuando el hormigón se encuentra en estado de reposo. Se observa claramente que la incorporación de fibras aumenta dichos valores, siendo dependiente de la cantidad (aumenta con el contenido de fibras incorporadas) y del tipo de fibras (es mayor con fibras metálicas que con sintéticas).

Desde el punto de vista reológico se observan diferencias de comportamiento con la incorporación de fibras en el HAC. El empleo de fibras sintéticas ocasiona menores esfuerzos de fluencia dinámicos y mayor viscosidad plástica que en el HAC sin fibras, por lo que con estas fibras los hormigones resultan ser más fluidos y presentar mayor tendencia a la segregación; ello se corrobora con los resultados obtenidos en los ensayos *ad hoc*. El empleo de fibras metálicas produce mayores esfuerzos de fluencia dinámicos, requiriendo mayor esfuerzo de corte para mantener el flujo, y también más alta viscosidad plástica que el resto de los hormigones estudiados brindando un comportamiento reológico muy diferente a ellos. Cuanto mayor es el contenido de fibras metálicas más se aleja su comportamiento del HAC sin fibras (REF), por lo que se debe tener cuidado, ya que puede llegar a requerirse energía adicional para que el hormigón se consolide al ir aumentando la torsión mecánica [29].

3.2. Resultados en estado endurecido

En la tabla 8 se presentan los parámetros estadísticos básicos de los resultados de los ensayos de resistencia a compresión y módulo de elasticidad, siendo Fc y Ec los valores medios respectivos, σ la desviación estándar y CV el coeficiente de variación. ΔFc y ΔEc son los aumentos de los valores de Fc y Ec en relación a la referencia

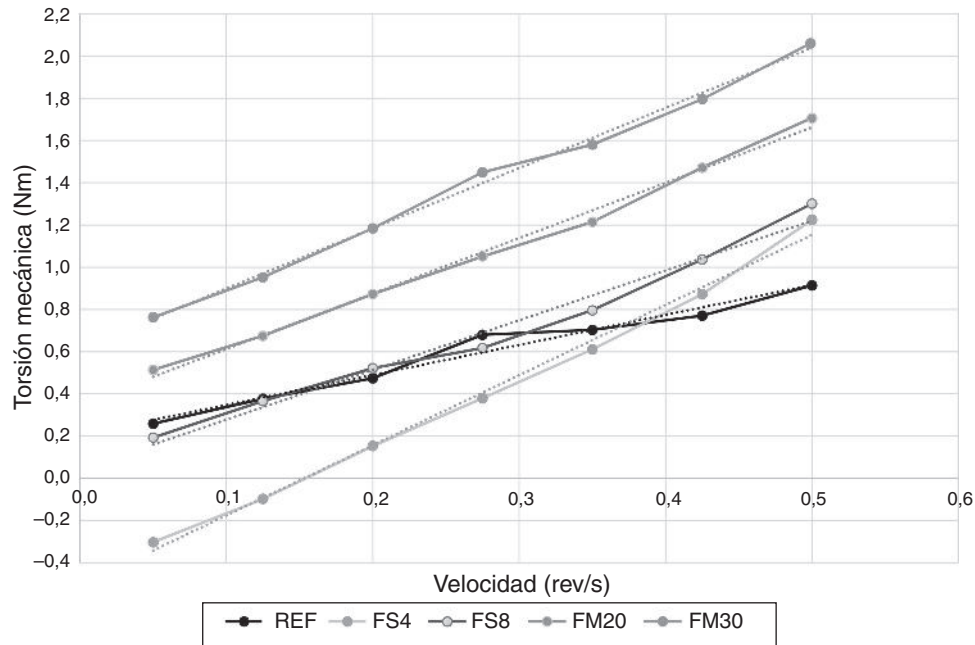


Figura 1. Resultados obtenidos con reómetro rotacional de paletas.

Tabla 9
Resultados de ensayos de vigas

	R (MPa)	ΔR (%)	T (KN/mm)	ΔR_{HRF} (%)	T_{HRF} (KN/mm)
REF	4,70				
FS4	5,94	+26,38	26,05	+1,24	10,88
FS8	5,42	+15,32	74,53	+6,64	38,51
FM20	5,77	+22,77	62,82	+16,60	20,88
FM30	4,90	+4,25	67,04	+15,56	57,99

Se observa un moderado aumento de la resistencia a compresión, entre el 9 y el 15%, y del módulo de elasticidad, entre el 5 y el 10%, en las mezclas con fibras en relación a la referencia. Si bien varios autores registran ligeros aumentos en la resistencia a compresión [12,30], estos normalmente se producen con cuantía de fibras mayor al 1% en volumen, ya que para cuantías bajas el comportamiento está dominado por la matriz. En este trabajo, el incremento se puede justificar debido a la mayor compacidad obtenida con el empleo fibras, como se ve en la tabla 5.

Los resultados obtenidos en ensayos de vigas [23] se presentan en la figura 2 y en la tabla 9, siendo R el módulo de rotura, T la tenacidad total a 3 mm y ΔR el incremento de R en relación al HAC de referencia.

Se muestra claramente que la incorporación de fibras mejora los resultados obtenidos de resistencia a flexión en relación al HAC sin fibras (REF).

Si bien con bajos contenidos de fibras el módulo de rotura tiene un incremento en relación a la referencia cercano al 20%, al aumentar el contenido de fibras se reduce posiblemente por la tendencia a disminuir la aleatoriedad en la orientación de las fibras en los HACRF [30].

La tenacidad alcanzada en cada una de las muestras reforzadas con fibras reafirma que con el aumento del dosaje se obtiene un hormigón más tenaz.

Tabla 10
Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad al aire Torrent

	Kt (10^{-16} m ²)	ρ (k Ω cm)	Calidad
REF	0,022	8,9	Buena
FS4	0,015	9,6	Buena
FS8	0,015	14,0	Buena
FM20	0,014	13,8	Buena
FM30	0,021	14,0	Buena

A los efectos de valorar la introducción de las fibras en el comportamiento mecánico del HAC en la tabla 9 se presentan ΔR_{HRF} y T_{HRF} , siendo los incrementos de resistencia a flexión y la tenacidad de hormigones convencionales con iguales materiales y porcentajes de fibras que los de este trabajo, los cuales fueron obtenidos en la primera parte del Proyecto [31]. Hay un comportamiento diferenciado entre fibras sintéticas y metálicas. La introducción de fibras sintéticas en el HAC brinda una mejora adicional desde el punto de vista mecánico en relación al HRF, obteniéndose incrementos mayores de resistencia a flexión y tenacidad, ya que $\Delta R > \Delta R_{HRF}$ y $T > T_{HRF}$. En el HAC el empleo de fibras metálicas brinda una mejora adicional de la tenacidad en relación al HRF, siendo $T > T_{HRF}$, mientras que en relación al incremento de resistencia a flexión, si bien con más bajos contenido de fibras $\Delta R > \Delta R_{HRF}$ a medida que aumenta dicho contenido se revierte la situación, llegando a ser $\Delta R < \Delta R_{HRF}$.

Los resultados de los dos aspectos de durabilidad estudiados se presentan en la tabla 10 y en la figura 3, siendo Kt la permeabilidad al aire del hormigón de recubrimiento y ρ la resistividad eléctrica. Para ambos aspectos los resultados fueron similares, perteneciendo a la misma categoría (baja permeabilidad) todos los hormigones estudiados.

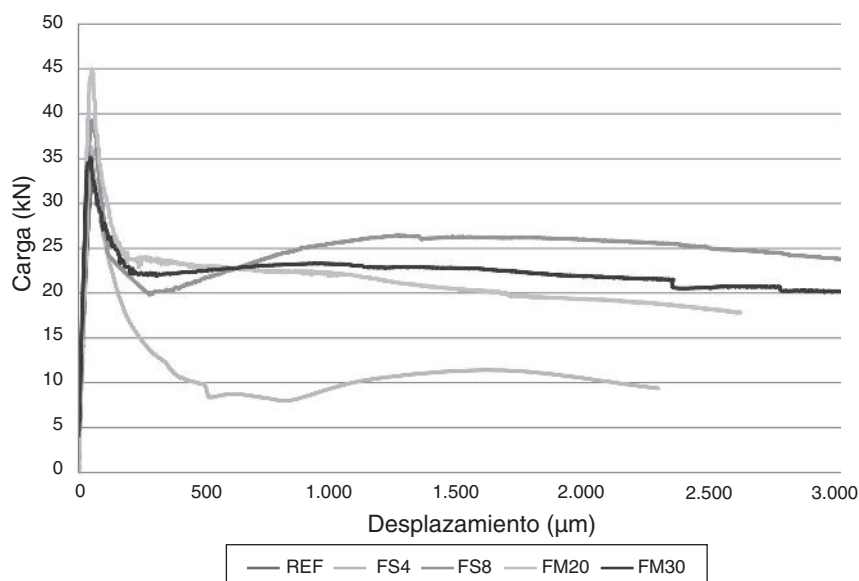


Figura 2. Diagrama carga-desplazamiento en ensayos de vigas.

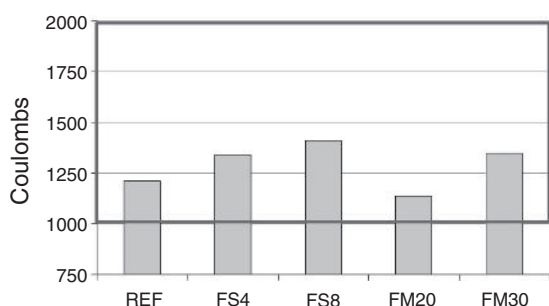


Figura 3. Resultados obtenidos de los ensayos de permeabilidad al ion cloruro.

4. Conclusiones

Los resultados obtenidos en los hormigones estudiados permiten concluir que:

- En estado fresco hay diferencias significativas cuando se le incorpora fibras al HAC, dependiendo el comportamiento del contenido y del tipo de fibras.
- La incorporación de fibras en el HAC aumenta el esfuerzo de fluencia estático y la viscosidad plástica, siendo los valores proporcionales al contenido de fibras, y mayores con fibras metálicas que con sintéticas.
- La incorporación de fibras sintéticas disminuye los esfuerzos de fluencia dinámicos en relación al HAC, mientras que el empleo de fibras metálicas los aumenta.
- En estado endurecido el empleo de fibras influye en las propiedades relacionadas con la resistencia mecánica; incrementa muy modestamente la resistencia a compresión y mejora los resultados de resistencia a flexión en relación al hormigón de referencia sin fibras (HAC).
- El empleo de fibras no influye en las propiedades de durabilidad estudiadas.

Teniendo en cuenta lo anteriormente mencionado, se puede afirmar que el estudio de la aplicación de nuevos hormigones para premoldeados, como puede ser el HAC con fibras (HACRF), ha demostrado tener características diferenciadas del HAC sin fibras, convirtiéndolos en una alternativa de gran interés. Por ello la importancia del estudio de estos HACRF para elementos premoldeados en el Proyecto ANII FMV «Aplicación de nuevos hormigones para premoldeados».

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII) el apoyo financiero para la realización del Proyecto, a la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) por posibilitar la presentación del trabajo en este Congreso, y a Hormigones Artigas por la realización de los hormigones.

Bibliografía

- [1] A. De la Fuente, A. Domingues de Figueiredo, A. Aguado, C. Molins, P.J. Chama Neto, Experimentación y simulación numérica de tubos de hormigón con fibra, *Materiales de Construcción*. 61 (302) (2011) 275–288.
- [2] A. De la Fuente, A. Aguado, C. Molins, J. Armengou, Innovations on components and testing of precast panels of retained earth retaining walls, *Construction and Buildings Materials*. 25 (5) (2011) 2198–2205.
- [3] A. de la Fuente, S.H.P. Cavalero, L. Liao, A. Aguado, Steel fibre reinforced concrete precast segments for vertical shafts, 7th International Conference Fibre Concrete 2013, Technology, Design, Application. Praga (2013), CD-Rom, 10 pp.
- [4] A. De la Fuente, A. Blanco, A. Pujadas, A. Aguado, Advances on the use of fibres in precast concrete segmental linings, *Fib Symposium: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction*. (2013) 691–694.
- [5] A. De la Fuente, A. Blanco, A. Pujadas, A. Aguado, Dovelas de hormigón reforzado con fibras para el soporte de túneles y pozos verticales, VI Congreso ACHE (2014) 233–240.
- [6] L.D. Rojas, Estudio de viabilidad de utilización de fibras de acero para hormigones convencionales y autocompactantes [tesis de Máster en Ingeniería

- Estructural y de la Construcción], Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2014.
- [7] American Concrete Institute, Fiber-reinforced concret, Report 544.1 R, MCP-5, ACI Committee 544. Nueva York, 1996.
- [8] American Concrete Institute, State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.1R-96, ACI Committee 544. Nueva York, 2002.
- [9] R. Zerbino, Hormigón reforzado con fibras: Propiedades y aplicaciones estructurales, en: E.F. Irassar (Ed.), Hormigones Especiales, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH), Argentina, 2004.
- [10] M. Di Prisco, G. Plizzari, L. Vandewalle, Fibre reinforced concrete: New design perspective, *Materials & Structures*. 42 (4) (2009) 1261–1281.
- [11] P. Serna, S. Arango, T. Ribeiro, A.M. Nunez, E. García-Taengua, Structural cast-in-place SFRC: Technology, control criteria and recent applications in Spain, *Materials & Structures* 42 (9) (2009) 1233–1246.
- [12] C.C. Johnston, *Fiber-Reinforced Cements and Concretes*, Taylor & Francis, 2010, pp. 248.
- [13] Asociación Española de Normalización y Certificación, Áridos para hormigón, UNE-EN 12620. Madrid, España, 2003.
- [14] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Materiales puzolánicos. Determinación de actividad puzolánica con cemento, UNIT 1035, 1.ª edición, Montevideo, 1998.
- [15] W.G. Alberti, A. Enfedaque, J.C. Galvez, Comparison between polyolefin fibre reinforced vibrated conventional concrete and self-compacting concrete, *Construction and Building Materials*. 85 (2015) 182–194.
- [16] Asociación Española de Normalización y Certificación, Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento, UNE-EN 12350-8, Madrid, 2011.
- [17] Asociación Española de Normalización y Certificación, Ensayos de hormigón fresco - Parte 10: Hormigón autocompactante. Ensayo del embudo V, UNE-EN 12350-10, Madrid, 2011.
- [18] Asociación Española de Normalización y Certificación, Ensayos de hormigón fresco - Parte 12: Hormigón autocompactante. Ensayo con el anillo japonés, UNE-EN 12350-12, Madrid, 2011.
- [19] Asociación Española de Normalización y Certificación, Ensayos de hormigón fresco - Parte 9: Hormigón autocompactante. Método de la caja en L, UNE-EN 12350-10, Madrid, 2011.
- [20] Asociación Española de Normalización y Certificación, Ensayos de hormigón fresco. Parte 11: Hormigón autocompactante. Ensayo de segregación por tamiz, UNE-EN 12350-11, Madrid, 2010.
- [21] American Society of the International Association for Testing and Materials Standard, Standard Guide for Measurement of the Rheological Properties of Hydraulic Cementitious Paste Using a Rotational Rheometer, ASTM C1749-12, Pennsylvania, 2012.
- [22] Asociación Española de Normalización y Certificación, Hormigones con fibras. Rotura por compresión, UNE 83507, Madrid, 2004.
- [23] Asociación Española de Normalización y Certificación, Hormigones con fibras. Determinación del índice de tenacidad y resistencia a primera fisura, UNE 83510, Madrid, 2004.
- [24] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Hormigón, Determinación del módulo estático de elasticidad y de deformación y de la curva tensión - Deformación, UNIT 1088, Montevideo, 2004.
- [25] Swiss Standard, Construction en béton – Spécifications complémentaires, Annexe E: On Site Air Permeability, according to the Torrent method, SIA 262/1, Zurich, 2003.
- [26] American Society of the International Association for Testing and Materials Standard, Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration, ASTM C1202, Pennsylvania, 2012.
- [27] Asociación Española de Normalización y Certificación, Anexo 17: Recomendaciones para la utilización de hormigón autocompactante, Instrucción Española de Hormigón Estructural. EHE-2008, Madrid, 2008, 555-568.
- [28] SCC European Project Group, The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, production and use. BIBC, CEMBUREAU, EFCA, EFNARC, ERMCO (2005) [consultado 22 Mar 2017]. Disponible en: www.efnarc.org/pdf/SCC_guidelinesMay2005.pdf.
- [29] E.P. Koelher, D.W. Fowler, Development on a portable rheometer for fresh Portland cement concrete, en: Research Report ICAR-1'5-35, International Center for Aggregates Research, 2004, pp. 321.
- [30] A. Bentur, S. Mindess, *Fiber Reinforced Cementitious Composites*, 2nd edition, Taylor & Francis, 2007, pp. 601.
- [31] G. Rodríguez, M.E. Fernández, I. Rodríguez, R. Rolfi, D. Míguez, L. Segura, Efectos del empleo de fibras en hormigones, en: XXXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, ASAAE, 2016, pp. 13.

Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran prestigio entre las revistas científico-técnicas, avalada por una trayectoria de 67 años. Su reputación la convierte en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos.

Está dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades, centros de investigación y organismos públicos relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y altos cargos de la administración con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil .

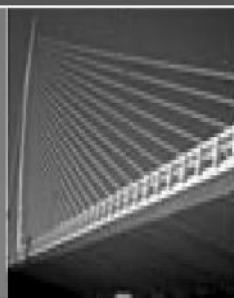
TARIFAS DE PUBLICIDAD 2018 (IVA no incluido)

Interior de portada color	1.000 €
Interior de portada desplegable a color	1.750 €
Exterior de la contraportada color	1.050 €
Interior de contraportada color	950 €
Página color	900 €
Media página color	550 €
Página en blanco y negro	600 €
Media página en blanco y negro	400€

PÁGINA WEB (IVA no incluido)

(Formato: gif, jpg, swf)	30 días	60 días	90 días
Banner superior exclusivo de 728 x 90 pix.	600 €	900 €	1.100 €
Banner lateral de 180 x 130 pix.	200 €	300 €	375 €
Banner lateral de 180 x 260 pix.	350 €	525 €	650 €
Banner lateral de 180 x 400 pix.	500 €	750 €	925 €

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES
editorhya@e-ache.com



El *Elogio del horizonte* de Chillida, un encuentro entre ciencia y arte

Chillida's Praise of the horizon; an encounter between science and art

Deborah García Bello* y Moisés Canle

Grupo React! Facultade de Ciencias & CICA, Universidade da Coruña, A Coruña, España

Recibido el 2 de abril de 2017; aceptado el 10 de abril de 2017

Disponible en Internet el 23 de mayo de 2017

Resumen

A través de la investigación de los aspectos ingenieriles del *Elogio del horizonte* de Chillida tales como materiales, ejecución de la obra, localización, forma y escala, se pretende demostrar la inequívoca relación entre la ciencia y el arte. Se describen de forma divulgativa los procesos fisicoquímicos implicados en la dosificación, encofrado, fraguado, curado, etc. del hormigón empleado, así como la interpretación artística de esta elección. Se constata el vínculo entre formas de conocimiento, ya que la obra no podría haber sido ejecutada, pensada, ni interpretada, de no disponerse de conocimientos y herramientas propias de la ingeniería.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón aluminoso; Chillida; Arte

Abstract

By studying the engineering aspects of Chillida's 'Elogio del horizonte' (Praise of the Horizon), such as the materials, work execution, location, shape and scale, an attempt is made to show the unambiguous relationship between science and art. A description is presented on the physicochemical processes involved in the dosage, formwork, hardening, curing, etc. of the concrete, as well as the artistic interpretation of the author's choice. We show the link between different forms of knowledge, as the work could not be executed, nor be interpreted, without the necessary body of knowledge from engineering.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Aluminous concrete; Chillida; Art

1. Introducción

La relación entre la ciencia y el arte estriba en dos aspectos fundamentales, aunque no únicos:

- i) *La ciencia posibilita la creación artística y delimita el ideario del artista.* Esto es, gracias a los avances científicos, en consonancia con los avances tecnológicos, han surgido técnicas plásticas y materiales que, por un lado, posibilitan la
- ii) *La cultura científica permite al espectador y al artista interpretar el arte contemporáneo con mayor profundidad.* El arte contemporáneo, sobre todo la escultura contemporánea, está ineludiblemente ligado al significado de los materiales empleados, además de comprometido con la localización de la obra, con su forma, con su escala, etc. La cultura científica nos permite conocer íntimamente los materiales, cómo van

materialización de la obra artística. Por otro lado, estas técnicas y materiales son la herramienta del artista y es por ello que este delimita su creatividad a lo técnicamente posible. Esta línea que separa lo que ya es posible técnicamente de lo que no lo es es difusa para ambos y ha sido punto de encuentro y motivo de progreso mutuo.

El arte contemporáneo, sobre todo la escultura contemporánea, está ineludiblemente ligado al significado de los materiales empleados, además de comprometido con la localización de la obra, con su forma, con su escala, etc. La cultura científica nos permite conocer íntimamente los materiales, cómo van

* Autora para correspondencia.

Correo electrónico: deborahciencia@gmail.com (D. García Bello).



Figura 1. *Elogio del horizonte* (hormigón), Eduardo Chillida Juantegui, 1990.

a evolucionar, conocer el proceso de creación de la obra y con ello entender la elección deliberada del artista y dotarla de sentido.

La obra de Eduardo Chillida, *Elogio del horizonte* (fig. 1), permite crear un marco divulgativo a partir del cual explorar la relación existente entre estas dos formas de conocimiento: la ciencia y el arte, poniendo en valor los conocimientos sobre hormigón estructural como punto de encuentro.

Eduardo Chillida Juantegui (San Sebastián, 1924 — *Ibidem*, 2002) recorrió la costa europea en busca de un espacio acorde a su idea de «elogiar el horizonte», encontrándose que la mayoría de las situaciones que se adecuaban a lo que él buscaba ya estaban ocupadas por razones estratégicas.

El arquitecto Paco Pol, que estaba realizando la remodelación del Cerro de Santa Catalina de Gijón [1], se interesó por el proyecto de Chillida y este, en vista de que el espacio se adecuaba a su preconcepción de la obra, puso en marcha el proyecto. La escultura *Elogio del horizonte* finalmente se erigió en el Cerro de Santa Catalina en 1990 (fig. 2).

2. Materiales empleados en la obra

El material escogido para esta escultura fue el hormigón, un material atípico para el arte. El uso del hormigón por parte de Chillida empezó en 1972 con la escultura *La sirena varada* (fig. 3), en la que trabajó con el ingeniero José Antonio Fernández Ordóñez por primera vez.

El hormigón es un material compuesto esencialmente por un aglomerante —cemento—, áridos, agua y aditivos como retardadores o pigmentos [2].

La pasta formada por cemento y agua es la que confiere al hormigón la capacidad de fraguado, de endurecimiento, mientras que el árido —llamado arena o grava según el grosor del grano— es un material inerte que no participa en las reacciones químicas que regulan el fraguado. El cemento se hidrata en contacto con el agua, iniciándose varias reacciones químicas de hidratación que lo convierten en una pasta maleable con propiedades adherentes



Figura 2. Localización de la obra en el Cerro de Santa Catalina.



Figura 3. *La sirena varada* (hormigón), Eduardo Chillida Juantegui, 1972.

que, en el transcurso de unas horas, derivan en el fraguado de la mezcla, tanto al aire como bajo el agua, obteniéndose un material pétreo.

Las materias primas básicas del cemento más común, el cemento Portland, son arcilla y caliza. La caliza es en su mayoría carbonato de calcio (CaCO_3) que al calentarse a más de 900°C se descarbonata produciendo gas carbónico (CO_2) y cal (CaO). La arcilla proporciona sílice (SiO_2), alúmina (Al_2O_3) y óxido férrico (Fe_2O_3) [2]. En los hornos para cemento (fig. 4) se desarrollan una serie de reacciones químicas complejas entre estos compuestos que dan lugar a silicatos, aluminatos y ferroaluminatos de calcio [3].

Los silicatos determinan la resistencia mecánica del cemento a largo plazo y su inercia química una vez fraguado. Los aluminatos son los compuestos que gobiernan el fraguado y las resistencias a corto plazo. El ferroaluminato forma un fluido muy adherente durante la fabricación del cemento, lo que provoca que la materia prima se disuelva y pueda reaccionar con facilidad [4].

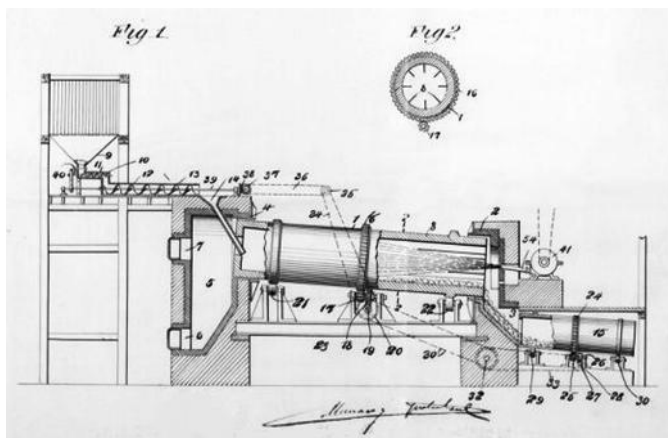


Figura 4. Un horno para cemento (1896), J.F. Navarro. Patente 19765 Ministerio de Industria, Turismo y Comercio. Oficina Española de Patentes y Marcas. Archivo Histórico.

Para la ejecución del *Elogio del horizonte*, Chillida volvió a contar con Fernández Ordóñez. Chillida no quería un hormigón sofisticado, sino un hormigón visto, de piedra y de tierra, con un aspecto rudimentario y un color terroso. No quería que el *Elogio* se erigiese como un monolito impecable, desconectado de la tierra.

Fernández Ordóñez se encargó de hacer los cálculos estructurales para que la obra que Chillida imaginaba pudiese ejecutarse. Le propuso las dosificaciones definitivas del hormigón, es decir, las proporciones de cada uno de los componentes [1].

El hormigón que emplearon es el hormigón aluminoso, formado por diferentes proporciones de grava roja, arena roja, viruta de fundición, agua y cemento aluminoso. El cemento aluminoso se fabrica a partir de caliza y bauxita, y se compone principalmente de aluminatos, con lo que el fraguado ocurre en cuestión de horas en lugar de días. En los años 70 se popularizó su uso en construcción, pero resultó que con el paso del tiempo este material se deteriora porque la estructura cristalina de los aluminatos cambia de hexagonal a cúbica, generando poros y

acelerando la desintegración del hormigón, a lo que se dio el nombre de «aluminosis» [5].

Lo más destacado de la dosificación escogida por el ingeniero es la elevada concentración de virutas de fundición. Su inclusión en el hormigón produce un acabado oxidado que dota a la escultura de la fuerza vetusta que Chillida pretendía.

Otra característica reseñable es la elevada proporción de agua. El hecho de que contenga tanta agua beneficia la porosidad y esta favorece la pronta oxidación de las virutas de fundición. También contiene más cantidad de grava gruesa que de arena, otro factor que favorece la porosidad del hormigón y en consecuencia la oxidación.

La porosidad superficial producida por esta dosificación hace que el hormigón sea más ácido, por lo que se favorece aún más la oxidación descontrolada del hierro [4]. El hecho de que, además, esta escultura esté situada justo delante del mar, facilita la acumulación de agua y salitre en las fisuras, acelerando la oxidación y perjudicando su durabilidad.

Esta dosificación del hormigón solo puede justificarse bajo el prisma artístico. En obras ingenieriles el uso de este hormigón sería impensable y fuera de la normativa vigente como obra civil.

3. Ejecución de la obra

Chillida realizó varias maquetas en acero y madera (fig. 5) hasta llegar a la forma definitiva del *Elogio*, decantándose por la economía de formas.

La escultura definitiva se asimila a un pórtico en alzado y a una elipse en planta, donde el pórtico tiene 10 m de altura, y la elipse unos diámetros de 12 y 15 m. El grosor constante en toda la pieza es de 1,4 m. Los tres voladizos nacen a 8 m de altura y miden 2 m.

La maqueta en madera que fabricó Chillida fue útil para la elaboración de los planos, y a partir de estos se procedió a ejecutar en el taller un molde de *poliexpán* (poliestireno expandido) con las medidas definitivas (fig. 6) [1].



Figura 5. Maquetas realizadas para la obra por Eduardo Chillida.



Figura 6. Maqueta de *poliexpán* realizada para la obra.

La maqueta de *poliexpán* permitió levantar en torno a ella el encofrado que determinaría la forma final de la escultura. El encofrado fue una tarea difícil a causa de las dobles curvaturas de la escultura. Para el encofrado escogieron madera de pino por su resistencia y comportamiento, ya que por un lado tenía que satisfacer la curvatura de la escultura, y por otro lado tenía que minimizar el alabeado debido a la alta humedad del hormigón fresco, además de la humedad ambiental del Cerro de Santa Catalina.

Una vez finalizado todo el encofrado se fueron marcando los grupos de tablillas con signos de color rojo y azul que facilitasen el montaje en el Cerro de Santa Catalina (fig. 7). Fue necesario diseñar una compleja armadura metálica necesaria para ejecutar una escultura que alcanzaría las 500 t (fig. 8).

Tras una semana de reposo del hormigón, se procedió al desencofrado y se limpió la superficie de la escultura con ácidos diluidos para que el hormigón perdiese la lechada superficial y recuperase su auténtico color (fig. 9).

Tras el fraguado se producen pérdidas de agua por evaporación, pudiendo formarse pequeños huecos en el hormigón que disminuyen su resistencia. Esto se evita por medio del curado del hormigón, que se realiza añadiendo abundante agua desde la superficie, lo que permite que se desarrollen nuevos procesos



Figura 7. Marcado del encofrado.

de hidratación. Hay varios procedimientos habituales para ello, incluyendo los que protegen la pieza con cubiertas de plástico o los que incluyen riegos superficiales con agua [6].

Chillida intervino en cada una de las etapas del proceso, revisando, cambiando y decidiendo cualquier detalle (fig. 10). Disfrutaba especialmente de las tareas de encofrado: «Cuando hago un encofrado veo el espacio interior en donde voy a meter

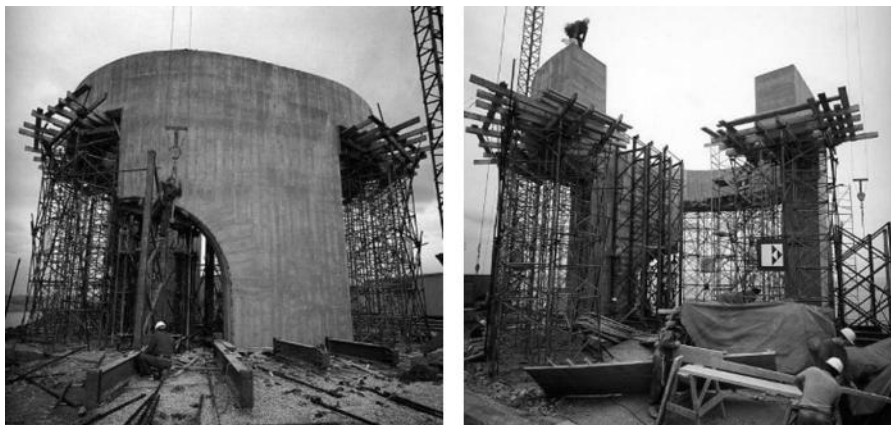


Figura 8. Imagen de la estructura metálica que soportó el encofrado.



Figura 9. Limpieza final del hormigón.



Figura 11. Estado final de la obra.



Figura 10. Chillida frente a su obra.

el hormigón, me da una sensación de expansión, esa presión que se va a producir, eso de ir de dentro hacia fuera, es una cosa fantástica. Y es el mismo proceso que ha tenido la piedra, pero con un tiempo distinto. Son materiales expansivos que guardan el recuerdo de que allá ha habido una presión» [1] (fig. 11).

4. Interpretación artística de la obra

4.1. Significado del material empleado

La elección de los materiales de los que está hecha una obra de arte no es caprichosa, sino que se fundamenta en criterios estéticos, formales y, sobre todo, interpretativos.

Se trata de un elogio, y como tal ha de ser una creación del hombre, un artificio manifiesto, que exalte aquello a lo que elogia. Para resaltar esa idea, Chillida escogió un material completamente artificial y lo sacó de su contexto. El hormigón es un material de carácter basto y macizo, destinado a desempeñar funciones prácticas, al contrario que lo propiamente artístico.

Es un material robusto, de contención, de soporte, que recibe fuerzas y que pertenece al ámbito de la construcción, de lo útil.

El hormigón asemeja a piedra artificial, piedra inmediata. El hormigón es lo que los hombres hemos extraído de la tierra, de diferentes tierras de diferentes lugares, hemos pulverizado, mezclado a antojo, calentado, eliminándole el agua e incorporándola después, para que todas las piezas que componen esa mezcla recuperen una forma y una compactación nueva y estable, regida por las leyes de la naturaleza. Por eso sigue siendo piedra y arrastra el adjetivo de artificial, por ser piedra destrozada y recompuesta por el hombre. No ha sido sometida al largo proceso creativo natural, no ha soportado larguísimos vaivenes termodinámicos para convertirse en quien es, sino que en cuestión de días ha pasado de ser polvo a ser piedra.

4.2. Interpretación de la localización y su relación con el material

Decía Heidegger que la obra de arte abre un mundo propio a partir de la manifestación de la *tierra* de la que está hecha [7]. Un monolito o un templo señalan una porción del espacio y lo convierten en lugar, hacen sobresalir la tierra de la tierra, constituyen un elogio a lo divino y se erigen como iconos de lo sagrado. De un modo similar, el *Elogio* señala un espacio para convertirlo en lugar, hace sobresalir la tierra de la tierra, pero una tierra que ha sido sometida al hombre, que ha sido rescatada de su función como herramienta y se ha convertido en el objeto que señala, en contenido, pero sobre todo en continente. El *Elogio* no es en sí mismo icono, no es el objeto de la obra, sino que el mundo de la obra es lo que inunda a ese material innoble.

Puede decirse que las esculturas de Chillida envuelven el espacio y están contenidas por el espacio. Ese espacio señalado es el mundo de la obra, más mundo que el objeto en sí. Así el *Elogio* subraya lo limítrofe, desde el *mundo* que ha creado dentro, donde se sitúa el hombre que lo contempla, y desde fuera, donde enmarca el horizonte.

El hormigón, como material, contiene ese carácter limítrofe entre lo que es del hombre, lo artificial, y lo que es de la naturaleza. Señala esa impostada diferencia entre lo humano y lo natural, y lo convierte en vínculo. El hormigón se erige sobre la

tierra y es de tierra, y se oxida como la tierra, y envejece como la tierra, va perdiendo su blancura y las estrías de su encofrado, y se va desdibujando como la tierra ocre de la que vino. Por eso es un hormigón basto, pedregoso, anaranjado, sin normativa. Es un hormigón que contiene la huella del hombre y a la vez pretende integrarse en su naturaleza salvaje.

4.3. Interpretación de la forma y la escala

Las dimensiones del *Elogio* también apoyan esta lectura de la obra. Es una escultura monumental, de 10 m de alto. Está en el límite de la escala que el hombre asume como su propia escala. Es inmensa pero no inabarcable. Bajo sus brazos uno siente el peso del hormigón, se siente protegido por sus paredes del envite del viento. Tiene una ventana abierta al mundo y las puertas, abiertas, invitan a refugiarse dentro. El *Elogio* es un refugio: tiene las dimensiones de un refugio y ha sido construido con el material del hombre.

Hacia el límite de la tierra con el mar, la escultura tiene forma de ventana desde la que contemplar. La escultura es el marco. Hacia arriba la escultura es una elipse cuyo tejado es el cielo. Y hacia la tierra, la escultura es una puerta abierta, unos brazos abiertos que invitan a entrar y refugiarse, que indican hacia dónde mirar, dónde situarte, cuál es el lugar de ese espacio.

La experiencia contemplativa desde el refugio además se ve intensificada por la reverberación que produce el viento en el hormigón. La bravura del mar y el viento se entremezclan y potencian, como si estuviésemos dentro de una caracola colosal. Las vistas quedan enmarcadas y amplificadas desde una posición aquietada que alienta la actitud contemplativa, al tiempo que es percibido el dinamismo de las imágenes, el cambio perpetuo del oleaje y de la luz, el vuelo de las aves, el discurrir de las nubes. Y como resultado de esta adecuación entre la visión contemplativa y la dinámica, sin intermediarios artificiales, sin aparataje tecnológico, queda abierto el enriquecimiento de la noción de tiempo real. El mirador en que se erige el *Elogio* pasa a convertirse en un cinematógrafo [8]. Lo que Chillida consigue con el *Elogio* es la ampliación de la percepción de la realidad a través de la contemplación, de la combinación entre la percepción estática de uno mismo, la percepción dinámica del espacio, y el tiempo, armonizados por el sosiego del recogimiento.

La escala, por un lado, se asemeja al hombre, pero, por otro, por su monumentalidad, y por su apertura hacia el cielo, hacia la tierra y hacia el horizonte, enfrenta al hombre con la dimensión inabarcable del cosmos. En el espacio delimitado por la pieza surge y se funda otro espacio, paradójico, por cuanto la dimensión antropométrica refiere a la cósmica, infinita, a pesar de estar delimitada por los horizontes, inabarcables, del cielo y el mar. En palabras de Heidegger: «El estar en pie el templo da a las cosas su fisonomía y a los hombres la visión que tienen de sí mismos» [7].

El *Elogio* es un refugio que obliga a la contemplación de lo insondable. Es como un templo que señala el límite siguiente, entre la tierra y el cielo. Elogia esos límites, los celebra y glorifica, porque esos límites son nuestro horizonte, el horizonte entre el hombre y la tierra, entre el hombre y el cosmos.

5. Conclusiones

Mediante una aproximación divulgativa a la escultura, a la ciencia de materiales y a la ingeniería, puede entenderse el encuentro entre diferentes formas de conocimiento como una entidad compleja e indisociable. Así, puede concluirse que la cultura científica nos permite interpretar con mayor profundidad y sentido el arte contemporáneo. La creación artística y la interpretación del arte se muestran como íntimamente ligadas a la cultura científica, para el espectador y para el artista.

El *Elogio del horizonte* no significaría lo mismo si estuviese hecho de otros materiales, si tuviese otras dimensiones, otra forma, otra localización. Estos aspectos, eminentemente ingenieriles, son decisivos a la hora de interpretar la obra. El análisis de todos ellos nos lleva a confirmar, de forma inequívoca, la íntima relación entre ciencia, tecnología, y arte.

Con este análisis de los aspectos técnicos y artísticos del *Elogio al horizonte*, se constata el vínculo entre ambas formas de conocimiento. Se evidencia la relación indispensable entre ambos, ya que la obra no podría haber sido ejecutada, pensada, ni interpretada de no disponerse de conocimientos y herramientas propios de la ingeniería.

Esta investigación abre el camino a la integración de la cultura científica con la cultura artística como instrumentos de divulgación del conocimiento científico y tecnológico.

Agradecimientos

Los autores agradecen a Manuel F. Herrador, ingeniero y profesor de Hormigón Estructural de la *Universidade da Coruña*, sus aportaciones en el desarrollo e investigación de la parte técnica de este artículo.

Imágenes: AsturPlan.com, César Álvarez (La sirena varada) y G. Collell Mundet [1].

Bibliografía

- [1] G. Collell Mundet, Relación entre la Obra de José Antonio Fernández Ordóñez y de Eduardo Chillida Juantegui, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona - Enginyeria de Camins, Canals i Ports, 2007.
- [2] F. Arredondo, Estudio de Materiales: V. Hormigones, Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 1972, pp. 9–15.
- [3] A.M. Neville, J.J. Brooks, Concrete Technology, Second ed., Longman Group UK Limited. Pearson Education Limited, England, 1987, pp. 1–37.
- [4] F.W.H. Taylor, Cement Chemistry, Academic Press, London, 1990, pp. 60–94.
- [5] R. Talero Morales, F. Triviño Vázquez, J. Palacios de María, F.F. Díaz García, La «Aluminosis» del cemento aluminoso o un término nuevo para una clásica enfermedad, Mater. Construcc. 39 (216) (1989) 37–51.
- [6] P. Jiménez Montoya, A. García Meseguer, F. Morá Cabré, Hormigón Armado. Tomo I, Editorial Gustavo Gili SA, Barcelona, 1987, pp. 26–36, 81–87.
- [7] M. Heidegger, El Origen de la Obra de Arte, Fondo de Cultura Económica, Madrid, 1999, pp. 70–80.
- [8] A. Segura, Breve comentario fenomenológico del Elogio del horizonte, de Eduardo Chillida, Sancho el Sabio (31) (2009) 11–22.

New opportunities for the conceptual design of material-efficient antifunicular structures

Nuevas posibilidades acerca del diseño conceptual de estructuras antifuniculares eficientes

Leonardo Todisco*, Hugo Corres

Technical University of Madrid, School of Civil Engineering, Lab. of Structural Engineering, Prof. Aranguren sn, 28040 Madrid, Spain

Received 6 April 2017; accepted 18 April 2017

Available online 17 June 2017

Abstract

Non-structural design criteria (e.g., usability, architectural needs, esthetics) may prohibit the selection of purely funicular or anti-funicular shapes. In response to this issue, this paper illustrates the possibility of achieving an axial-only behavior, even if the geometry departs from the ideally bending-free shape. This is achieved by adding forces through an external post-tensioning system, with a layout defined through graphic statics. The paper briefly illustrates examples of this approach and its implementation within a design-driven software where structural performance and geometric variation are embedded within an interactive and parametric working environment.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Equilibrium; Funicular; Graphic statics; Conceptual design; Post-tensioning system

Resumen

Los criterios de diseño no estructurales (p. ej., funcionalidad, necesidades arquitectónicas o estética) pueden prohibir la selección de formas puramente funiculares o antifuniculares. En respuesta a este problema, este artículo ilustra la posibilidad de lograr un comportamiento axial solamente, aunque la geometría se aparte de la forma idealmente sin flexión. Esto se consigue mediante la adición de fuerzas a través de un sistema de postensado externo, con un diseño definido a través de estática gráfica. El artículo ilustra brevemente ejemplos de este enfoque y su implementación dentro de un software impulsado por el diseño, donde el rendimiento estructural y la variación geométrica están incrustados dentro de un entorno de trabajo interactivo y paramétrico.

© 2017 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Equilibrio; Funicular; Estática gráfica; Diseño conceptual; Sistema de postensado

1. Introduction

1.1. Motivation

In the design of curved structures, the overall shape, usually decided in conceptual design, is a key contributor to the overall cost and structural efficiency. However, non-structural conditions, such as esthetics, functionality, and geotechnical issues,

often prohibit selection of a structurally ideal funicular shape in which only axial forces are activated (the word funicular is independently used for only compression or tension curves). In contrast to a funicular shape, forces may not be able to act in pure tension or compression under self-weight, and bending moments inevitably arise, increasing the structural material required. While in form-finding problems, funicular curves are found from a given set of loads, this research explores the opposite problem: starting from a known geometry, and its related distribution of dead loads, how it is possible to find a system of external loads that, in combination with the existing loads, can convert the starting geometry into a funicular curve.

* Corresponding author.

E-mail address: lt@he-upm.com (L. Todisco).



Figure 1. Photo of the Pavilion of the Future (1992).

1.2. Historical background

This study applies the concept of funicularity to curves that are originally not funicular under dead loads, in order to take advantage of the material-efficiency due to a funicular behavior while also allowing for architectural and geometric flexibility. A classical design approach for non-funicular structures is based on the use of bending solutions, in which axial forces and bending coexist, or trusses. In contrast, this study rather explores the possibility of adding external loads on a two-dimensional curve for changing the internal forces distributions, and consequently for improving its structural behavior. An existing example of this concept is represented by the façade of the Pavilion of the Future (Figure 1) built in Seville for the Universal Exposition in 1992, designed by Peter Rice from Ove Arup & Partners [1]. The loadbearing structure of the façade, combining stone and steel, has a semi-circular shape which would require a thick arch size to contain the thrust-line within the thickness. The main design concept takes advantage of the gravity loads generated by roof beams to apply a set of radial equal forces onto the circular arch of the façade, forcing the thrust line to pass closer to the center of the arch.

1.3. Research significance

Inspired by this project, this work studies the possibility of achieving an axial-only behavior even if the geometry departs from the ideally funicular bending-free shape.

This paper presents a new design approach, based on graphic statics that shows how bending moments in a two-dimensional geometry can be eliminated by adding forces through an external post-tensioning system.

This results in bending-free structures that provide innovative answers to combined demands on versatility and material optimization. External post-tensioning systems can improve design performance significantly by converting arbitrary curves into geometries that better resist permanent loads with axial forces only; this design philosophy can be implemented to many structural typologies, empowering the designer to control the structural behavior of curved structures.

2. Methodology

2.1. Graphical construction

The theoretical framework is based on the technique of graphic statics, which relates structural geometry and internal forces through reciprocal polygons [2–5]. The concept of the funicular polygon for simply-connected structures (also known as Cremona or Cremona-Maxwell diagram) and force polygon was firstly introduced by Varignon [6], and later extended to analyze trusses and beams. It was the most employed design method until the end of the first third of the 20th century. The virtues of this method for form-finding structures have only been published recently [7–10]. The approach is graphical in the sense that forces are geometrically calculated from the force polygon.

The graphical construction to convert a non-funicular shape into a bending-free one is described in detail in other authors' papers [11–14]. Here, it is shortened in two main steps, and applied to a circular arch (Figure 2). It consists in:

- Step 1: Definition of the external point forces (blue continuous lines) to be applied to the structure to make it bending-free.
- Step 2: Definition of the post-tensioning system (orange dotted line) for generating the external point loads found in Step 1.

Continuous lines represent compressive elements and forces, respectively, in form and force diagrams; while dotted lines indicate tension elements and forces, respectively, in form and force diagrams.

The graphical procedure allows the identification of an equilibrated geometry where bending moments are eliminated in each polyline vertex, and only axial forces in the cross sections are obtained.

The process starts with a given a curve and its related loads. Yet, the problem is indeterminate: an infinite number of solutions exist to make the starting geometry bending-free. This indeterminacy, which is in-depth studied in the first author's thesis [11], conceptually corresponds to the fact that as infinite axial-only geometries match to a single loading distribution, an infinite sets

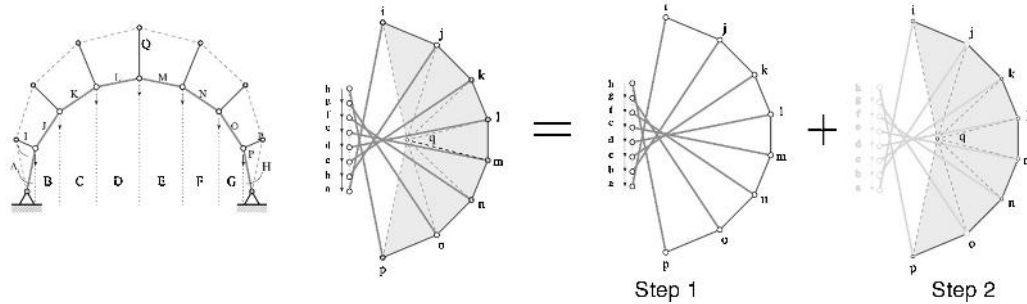


Figure 2. Graphical construction.

of loads correspond to a single geometry. Axial forces in the arch and the post-tensioning force applied to the tendon depend on the chosen solution: the smaller the distance between the compressive curve and the post-tensioning system, the higher the forces are in both components. In summary, given a starting geometry, and its related distribution of loads, there are infinite positions of the post-tensioning system for generating the required loads which make the starting shape a bending-free one.

2.2. Implementation

The use of graphic statics for design, as opposed to analysis, has been limited until recently, in part because a variation of the geometry or loads changes the model and the graphical construction, which must be updated, is time-consuming to complete manually. In order to overcome this limitation, a new interactive tool for finding the layout of external post-tensioning systems has been developed. It is interactive in that a change of the geometry of the starting shape results automatically in a new post-tensioning layout in static equilibrium, which is ensured by the dual reciprocity between the force diagram and form polygon. The new tool implemented for this specific research within the Rhinoceros/Grasshopper framework [15,16], is named EXOEquilibrium (it can be downloaded for free sending an email to the first author). Its main features are:

- Geometrical flexibility intended as the possibility to quickly generate, explore and evaluate different alternatives.
- Immediate structural feedback to variation of shape, loads and boundary conditions.
- Graphical output and interactive user experience.
- Parametric environment to better manage data approximations typical in the first design stages.
- Optimization solvers for adjusting variables involved in the conceptual design process.
- Customization for providing the user the possibility to create its own script.

The model definition has four inputs:

- i) the geometry of the two-dimensional structure, the number of segment in which the curve should be divided (the curve is transformed in a polyline), the magnitude of permanent loads, and

- ii) direction of the struts connecting the compressive curve with the post-tensioning system.

EXOEquilibrium allows users to change parameters involved in the geometry and distribution of loads in order to investigate different structural solutions. As described in the previous section, the problem is indeterminate, so the user can explore the infinite range of equilibrated solutions using some specific parameters. Outputs are represented by internal forces within the base structure, post-tensioning and connecting elements, by reactions and by the layout of the tensioned cable.

3. Applications

3.1. Design examples: more freedom for creative structural design

EXOEquilibrium enables the interactive exploration of design alternatives for initial non-funicular two-dimensional geometries. Figures 3 illustrates the application of the methodology to arbitrary shapes. The collection of examples, with varying degrees of curvature and both symmetrical and asymmetrical forms, demonstrates the versatility of the methodology and the implemented tool for any two-dimensional geometry. Forces in all structural members can be read in the force diagram, giving to the designer the possibility of evaluating the performance of the whole system consisting of the compressive geometry, the post-tensioning system, and the connecting struts.

3.2. Design criteria

Given a starting geometry and distribution of loads, the problem can be solved by an infinite number of equilibrated options. A specific part of the research is addressed to illustrate an original procedure that enables the mastery of this infinite domain of solutions by means of specific design criteria related to geotechnical, mechanical and esthetic issues. These design criteria are achieved by manipulating the force diagram, instead of the form diagram, thus equilibrium is always ensured. The main conclusions are:

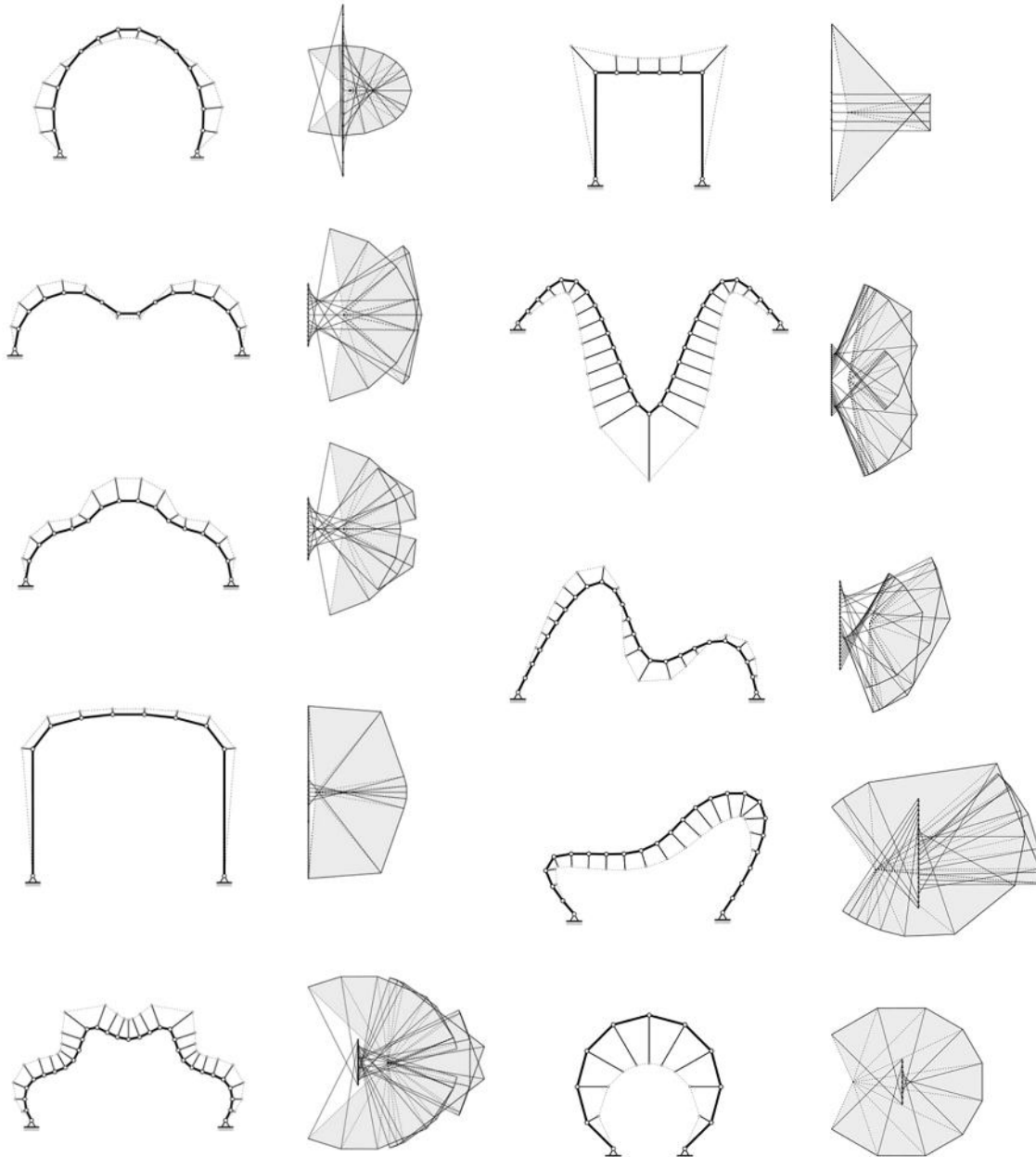


Figure 3. Graphical construction of the external post-tensioning system.

- The offset (i.e., maximum distance between the compressive geometry and the prestressed cable) plays a key role in optimizing the material-efficiency of the whole structure. Higher offset corresponds to lower material volumes, thus, higher cost-effective structures.
- Design criteria related to the need of having no horizontal thrust (the post-tensioning system, depending on its position, can increase or decrease the total horizontal thrust) or a post-tensioning system always about the compressive geometry (to leave free the inner space) ask for high amount of forces.
- The graphical procedure can be applied to a great number of problems, without limitation related to geometry, loads and support position.
- The graphical procedure can be extended to consequent and non-planar structures.
- The graphical approach can be modified to obtain a solution where a constant prestress is achieved in the external post-tensioning system.
- Increasing loads after construction inevitably generate bending moments. An alternative solution would be to employ a responsive structure.
- The implementation of the graphical construction within a parametric tool provides a well-suited environment for the interactive computational exploration of equilibrate solutions within the structural design space.

Furthermore, several applications of the graphical methodology are described in the other research of the authors [11]. Results point out that:

4. Reduced- and large-scale physical models

4.1. Reduced-scale physical models

Bending-free configurations, obtained with the graphical procedure previously described, have been experimentally validated through reduced-scale models fabricated using a combination of additive manufacturing (3D printing) and laser-cutting [17]. The physical models are composed by three elements:

- Main structure working in compression. It is made of discrete elements printed individually by using a 3D printer.
- Wire. External forces are applied manually by employing a turnbuckle that provides tension to the wire.
- Connecting elements. Main structure and wire are connected by elements made of extruded acrylic and their length is obtained from the graphical construction.

Physical experiments have been carried out with three different shapes: a basket arch, a circular arch and an asymmetrical free-form geometry. Each test was filmed using a high-speed digital video camera proving carefully observation of collapse mechanism and slow-motion videos useful for didactic purposes.

Figure 4, on the top, shows the graphical construction that allows to find the layout of the external prestressed wire and the lengths of connecting elements. Figure 4, on the bottom, illustrates photos taken during the collapse mechanism of the models after cutting the wire. Physical models show that once the post-tensioning force is applied, the non-funicular shapes, made of discrete elements, are stable. This can be considered as a first validation of the approach. Next, once the wire is cut, external forces are removed, there is no way to achieve equilibrium and

the structures inevitably collapse. Experimental testing shows that non-funicular structures can be in equilibrium only if external loads are added in a proper way: a wrong position of external forces, or their lack, inevitably entails the collapse of the structure. It is interesting to point out that the starting position of hinges is located in zones in which the distance between thrust line (without external forces) and centroid line is maximum.

4.2. Large-scale physical models: *Paperwave, a Pavilion for the 2015 IASS Symposium*

The 2015 IASS Symposium organizers invited universities and/or companies to participate in a contest and exhibition of structurally innovative pavilions. The pavilions had to give a future vision on structural design and innovation and had to be the outcome of excellent structural research. The author, together with other colleagues of the Digital Structures Research Group at Massachusetts Institute of Technology, was involved in this contest. The pavilion proposal was called Paperwave, which is a series of post-tensioned wave forms, constructed nearly entirely of paper. The graphic-statics-based method previously described was used to design the geometry, ensuring that the cardboard boxes in each curved wave are balanced by the tensioned strap and paper tubes, which pull and push the waves into equilibrium. Using low-carbon, inexpensive, and lightweight materials, this pavilion demonstrates the power of structural geometry to achieve creative and high-performing designs.

The main components of the curved waves, which act in compression, have been made from custom-cut corrugated cardboard, assembled on-site into multi-faceted boxes that achieve stiffness through their folding patterns. Compressive or tension connecting post-tensioning systems have been made from cardboard tubes. The post-tensioning system has been achieved with

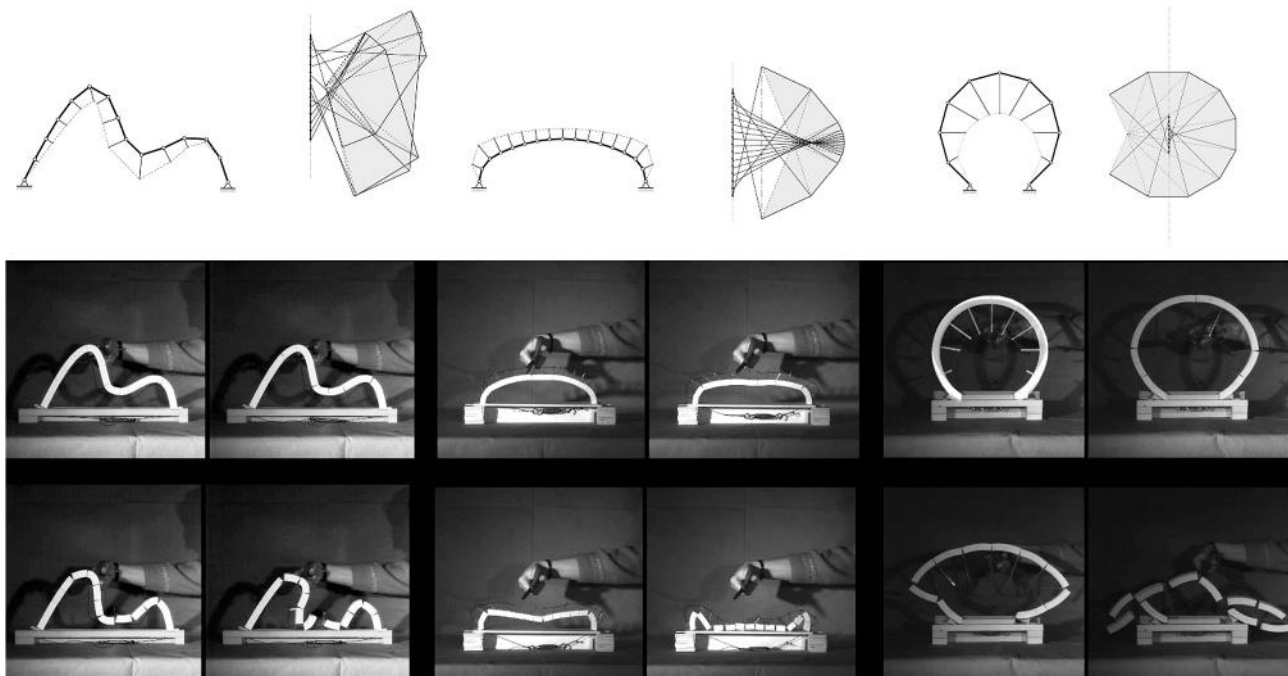


Figure 4. Graphical constructions and collapse sequences of three reduced-scale physical models.

stripes, a relatively strong and stiff material that can be cut and connected with low-tech tools. The use of unconventional and low cost materials has been made possible by the efficiency of the geometric design. The pavilion serves as both a validation and demonstration of method presented in previous sections, expressing the creative freedom and flexibility of designers and the structural performance of the results.

5. Conclusions

Curved structures are characterized by the critical relationship between their geometry and structural behavior, and selecting an appropriate shape in the conceptual design of such structures is important for achieving material-efficiency. However, the set of bending-free geometries are limited and, often, non-structural design criteria (e.g., usability, architectural needs, esthetics, etc.) prohibit the selection of purely funicular or anti-funicular shapes.

In response to this issue, this paper studies the possibility of achieving an axial-only behavior even if the geometry departs from the ideally bending-free shape.

This dissertation presents a new design approach, based on graphic statics that shows how bending moments in a two-dimensional geometry can be eliminated by adding forces through an external post-tensioning system. This results in bending-free structures that provide innovative answers to combined demands on versatility and material optimization.

The graphical procedure has been implemented in a free-downloadable design-driven software (EXOEQUILIBRIUM) where structural performance evaluations and geometric variation are embedded within an interactive and parametric working environment. This provides greater versatility in finding new efficient structural configurations during the first design stages, bridging the gap between architectural shaping and structural analysis.

The paper includes the application of the developed graphical procedure to shapes with random curvature and distribution of loads. Furthermore, the effect of different design criteria on the internal force distribution has been analyzed.

The graphical construction has been validated through reduced-scale models which use is informative but also didactic. Finally, the procedure has been employed for the design of Paperwave, a temporary pavilion exhibited during the 2015 IASS Symposium, illustrating the possibilities and trade-offs in funicular explorations for architectural design.

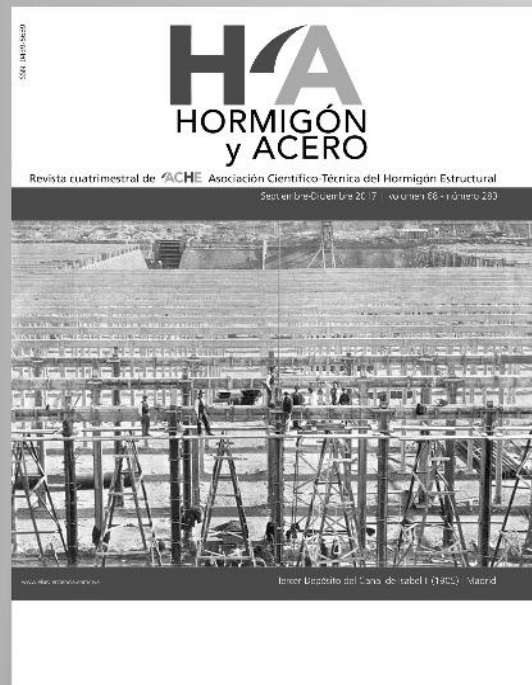
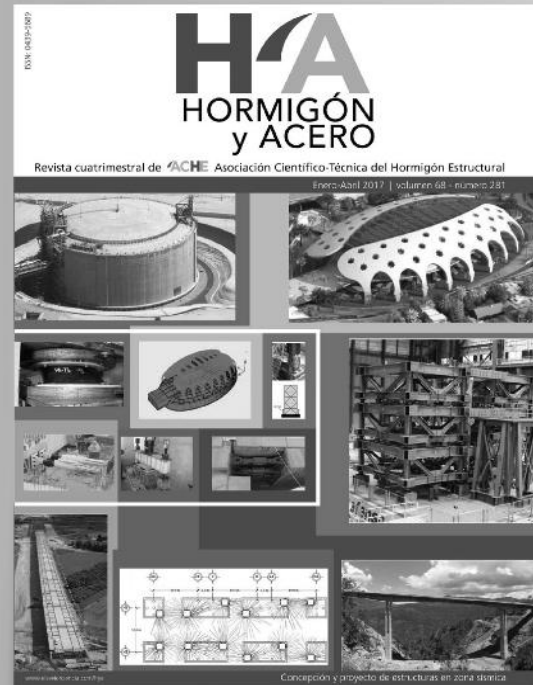
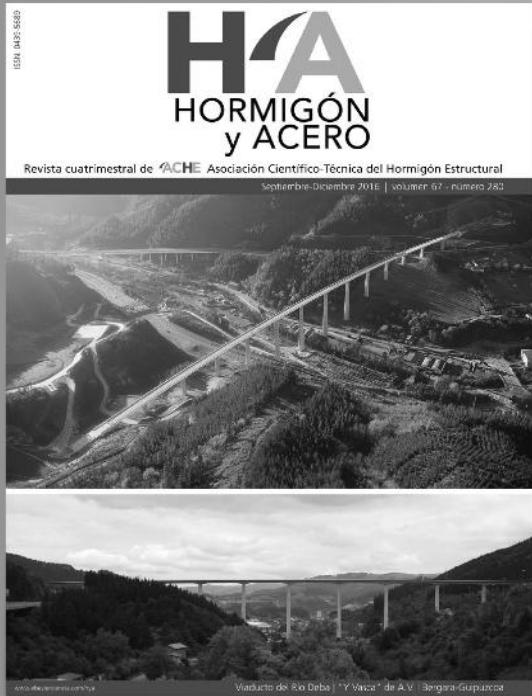
In summary, this work strongly expands the range of possible forms that exhibit a bending-free behavior and, de facto, opens up new possibilities for designs that combine high-performing solutions with architectural freedom.

References

- [1] E. Lenczner, *The Design of the Stone Facade to the Pavilion of the Future Expo '92*, 72, Struct. Eng., Seville, 1994.
- [2] K. Culmann, *Die graphische Statik*, Verlag von Meyer and Zeller, Zürich, 1864.
- [3] L. Cremona, *Le figure reciproche nella statica grafica*, Tipografia di G. Bernardoni, Milano, 1872. <http://catalog.hathitrust.org/api/volumes/oclc/29684344.html>.
- [4] A. Pirard, *La Statique graphique: statique graphique*, in: *Science introductive à l'art de construire*, Vaillant-Carmanne, Liège, Paris, Dunod, 1967.
- [5] W.S. Wolfe, *Graphical Analysis; A Text Book on Graphic Statics*, McGraw-Hill book Co., New York, 1921.
- [6] P. Varignon, *Nouvelle mécanique ou statique 1*, Jombert, Paris, 1725.
- [7] E. Allen, W. Zalewski, *Form and forces designing efficient*, in: *Expressive Structures*, John Wiley & Sons, New York, 2009, <http://public.eblib.com/EBLPublic/PublicView.do?ptiID=698653>.
- [8] C. Fivet, D. Zastavni, A fully geometric approach for interactive constraint-based structural equilibrium design, *Comput. Des.* 61 (2015) 42–57, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cad.2014.04.001>.
- [9] C. Fivet, D. Zastavni, Robert Maillart's key methods from the Salginatobel Bridge design process (1928), *J. Int. Assoc. Shell Spat. Struct.* 53 (2012) 39–47.
- [10] T. Van Mele, L. Lachauer, M. Rippmann, P. Block, Geometry-based understanding of structures, *J. Int. Assoc. Shell Spat. Struct.* 53 (2012) 285–295, <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84870679877&partnerID=40&md5=bac4b53b67e4c98d405822d3bc8184fb>.
- [11] L. Todisco, *Funicularity and Equilibrium for High-Performance Conceptual Design*, Technical University of Madrid, Spain, 2016, <http://oa.upm.es/39733/>.
- [12] L. Todisco, C. Fivet, H. Corres-Peiretti, C. Mueller, Design and exploration of externally post-tensioned structures using graphic statics, in: *Proc. Int. Assoc. Shell Spat. Struct. Symp. 2015, KIVI, Amsterdam*, 2015, pp. 1–12.
- [13] L. Todisco, C. Fivet, H. Corres-Peiretti, C. Mueller, Design and exploration of externally post-tensioned structures using graphic statics, *J. Int. Assoc. Shell Spat. Struct.* 56 (2015) 249–258.
- [14] L. Todisco, H. Corres-Peiretti, C. Mueller, Funicularity through external posttensioning: design philosophy and computational tool, *J. Struct. Eng.* 142 (2016) 1–9, [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001416](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001416).
- [15] R. McNeel, *Rhinoceros NURBS Modeling for Windows*, Computer Software, 2014, <http://www.rhino3d.com/>.
- [16] R. McNeel, *Grasshopper Generative Modeling for Rhino*, Computer Software, 2014, <http://www.grasshopper3d.com/>.
- [17] L. Todisco, C. Mueller, Externally post-tensioned structures: validation through physical models, in: *Int. Conf. Struct. Archit.*, 2016, pp. 1144–1151.

H/A

últimos números publicados



ACHE

Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
<http://www.e-ache.com>

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 32

M

**ÁRIDOS PARA
LA FABRICACIÓN
DE HORMIGÓN
ESTRUCTURAL**

Grupo de Trabajo 2/6
Áridos para hormigón estructural
Comisión 2. Materiales

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com