

H A

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE **ACHE** ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Enero - Abril 2025 | Volumen 76 - Número 305



IX CONGRESO DE

ACHE Asociación Española de
Ingeniería Estructural

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

EMPRESAS PATROCINADORAS



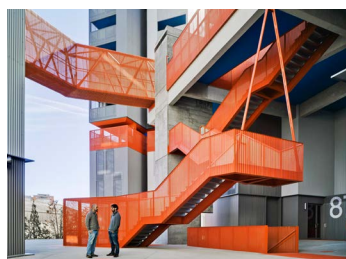


FOTO DE PORTADA: Escalera atirantada en edificio de 118 viviendas en Coslada, Madrid.

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

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

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid, España)*

SECRETARIO:

Dorys C. González Cabrera (E. POLITÉCNICA SUPERIOR – Universidad de Burgos, Burgos, España)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid, España)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid, España)*

VOCALES:

Víctor Alvaro Benítez (LEONHARDT, ANDRÄ UND PARTNER BERATENDE INGENIEURE VBI AG, Stuttgart, Alemania)

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid, España)

Héctor Bernardo Gutiérrez (ACHE, Madrid, España)

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO E. TORROJA – CSIC, Madrid, España)

Héctor Cifuentes Bulté (ETS INGENIERÍA – Universidad de Sevilla, Sevilla, España)*

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

David Fernández Montes (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPM, Madrid, España)

Luisa María Gil Martín (ETSI CAMINOS, C. y P. – UGR, Granada, España)

Beatriz Martín Pérez (UNIVERSITY OF OTTAWA, Ottawa, Canadá)

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

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid, España)

Lisbel Rueda García (ICITECH – UPV, Valencia, España)

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid, España)

Abraham Sánchez Corriols (CONSULTOR INDEPENDIENTE, Stuttgart, Alemania)

Álvaro Serrano Corral (MC 2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid, España)

Juan Antonio Sobrino Almunia (PEDELTA CANADA INC., Toronto, Canadá)

Carlos Thomas García (ETSI CAMINOS, C. y P. – Universidad de Cantabria, Santander, España)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, FACULDADE DE ENGENHARIA, Oporto, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPC, Barcelona, España)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid, España)

M^a Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid, España)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPC, Barcelona, España)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid, España)

Miguel Ángel Astiz Suárez (Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España)

Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA – UNAM, Coyoacán, México D.F.)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPC, Barcelona, España)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA, Madrid, España)

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, FACULTAD DE INGENIERÍA, Buenos Aires, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPM, Madrid, España)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPM, Madrid, España)

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

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

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid, España)

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

José Antonio Llombart Jaques (CONSULTOR INDEPENDIENTE, Madrid, España)

Antonio Mari Bernat (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPC, Barcelona, España)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid, España)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FADÓN INGENIERÍA S.L., Madrid, España)

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

António Reis (IST – UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Lisboa, Portugal)

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

José Manuel Roeset (NATIONAL ACADEMY OF ENGINEERING, Washington DC, EE.UU.)

Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, FACULTY OF ENGINEERING, London, Reino Unido)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, FACULTY OF ENGINEERING AND PHYSICAL SCIENCES, Guildford, Surrey, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (CONSULTOR INDEPENDIENTE, Madrid, España)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, FACULTY OF ENGINEERING, London, Reino Unido)

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

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.hormigonyacero.com

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigón y Acero* está indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/Web of Science Core Collection (ESCI/WoS) - Journal Citation Reports (JCR) – Scopus - Pascal – InDICES-CSIC – Dialnet-Sumaris – Catálogo Latindex 2.0 – ScienceDirect.

Todos los contenidos se publican como artículos de acceso abierto, bajo la licencia *Creative Commons Reconocimiento-No Comercial-Sin Obra Derivada* (CC BY-NC-ND 4.0). No se admite el uso de los artículos con fines comerciales. Si permite copiar, distribuir e incluir el artículo en un trabajo colectivo (por ejemplo, una antología), siempre y cuando no exista finalidad comercial, no se altere ni se modifique el artículo y se cite apropiadamente el trabajo original.

Ni Cinter Divulgación Técnica 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.

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

Protección de datos: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L. 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

 CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.
C/Doctor Santero, 7 - 28039 Madrid (España)
Teléfono: 913191200
Correo electrónico: cinter@cinter.es

Impresa en España por Gráficas Muriel

Diseño gráfico y maquetación: mgrafico.com

Depósito legal: M-853-1958

Carta del director	5
Lo pequeño es bello: algunos ejemplos de estructuras de pequeña escala <i>Small is Beautiful: Some Examples of Small-Scale Structures</i> Juan Rey Rey, Jacinto Ruiz Carmona y Pablo Vegas González	7
Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas) <i>Wind Effects in the Project of the Cable-Stayed Bridge Between the Cebu and Mactán Islands (Philippines)</i> Javier Muñoz-Rojas, Miguel Ángel Astiz, Pedram Manouchehri, Mikel Orgueta-Gutiérrez	17
Lecciones aprendidas en la reparación de puentes de fábrica: Astiñene y Deba <i>Lessons Learned Repairing Factory Bridges: Astiñene and Deba</i> Luis Cosano López-Fando, Txomin Echeveste, Mikel Arraiza Aramendia, Pedro Sancho González, Pablo Vilchez	25
Comportamiento frágil de las armaduras corroídas <i>Brittle Behaviour of Corroded Rebars</i> Javier Sánchez Montero, Nuria Rebolledo Ramos, Julio E. Torres Martín	33
Refuerzo de estructuras con morteros de ultra-alta resistencia, reforzados con fibras, en capa delgada <i>Reinforcement of Structures With Ultra-High Strength Mortars, Reinforced With Fibers, in a Thin Layer</i> Pedro A. Madera Arroyo	39
Estudio experimental del efecto tamaño en la resistencia a cortante de elementos de hormigón <i>Experimental Study of the Size Effect on the Shear Strength of Concrete Elements</i> Fernando Varela, Manuel F. Herrador, Fernando Martínez Abella, Manuel Paredes González, Javier Eiras López	47
Evaluación estructural de una torre de refrigeración y una torre de gasificación previamente y durante su demolición por detonación <i>Structural Evaluation of the Cooler Tower and Gasification Tower Before and During Their Explosive Demolition</i> Antonio Bueno, Jacinto Ruiz Carmona, Juan Rey Rey	53
Viaducto mixto en el acceso al Hospital Universitario Central de Asturias <i>Steel Concrete Composite Viaduct in the Access to the Central University Hospital of Asturias</i> Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Juan Jesús Álvarez Andrés, Guillermo Lorente Perchín	61
Evaluación del comportamiento de un hormigón autocompactante con árido reciclado grueso y fino <i>Performance Assessment of a Self-Compacting Concrete With Coarse and Fine Recycled Aggregate</i> Victor Revilla-Cuesta, José Antonio Chica Paez, José Antonio de la Fuente Alonso, Estibaliz Briz Blanco, Jorge Hernández Bagages, Vanesa Ortega-López	69
Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: lanzamiento mediante SPMTs <i>New Viaduct Over Júcar River, Cullera (Valencia, Spain). Launching Construction Using SPMTs</i> Luis Sopena Corvinos, Juan Jesús Álvarez Andrés, Conchita Lucas Serrano, Ricardo Rico Rubio, Sara Valor González, Carlos Misas Muñoz	75
Puente sobre el río Danubio en Bratislava (Autopista D4). Viaducto de Acceso Este, construido vano a vano mediante autocimbra <i>Bridge Over the Danube River at Bratislava (Motorway D4). East Approach Bridge, Built up Span by Span Using a Movable Scaffolding System</i> Angel Carriazo Lara, Ramón M ^a Merino Martínez, José M Simón-Talero Muñoz, Javier Domínguez Martínez, David Walias Sánchez, Wojciech Włodzimirski, Luis Martín-Tereso López	83
Evaluación y diagnóstico del puente Pedro de Valdivia. Viga Gerber de hormigón armado del año 1954. <i>Evaluation of Pedro de Valdivia Bridge. A 1954 Concrete Gerber Beam</i> Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Iván Campo Rumoroso, Frank Schanack, Jorge de Vena Retuerto, Haritz García Coca, Marcos Jesús Pantaleón Prieto	91
Montaje del puente sobre el canal de Deusto en el barrio de San Ignacio (Bilbao) <i>Construction Sequence of the Bridge Over Deusto Channel in San Ignacio Neighborhood, Bilbao</i> Pablo Loscos Areoso, Carlos Bajo Pavia, Juan José Sánchez Ramírez	99
Diseño y construcción de los puentes de Junín y Leoncio Prado en Lima (Perú) <i>Design And Construction of Junín and Leoncio Prado Bridges in Lima (Peru)</i> Guillermo Capellán Miguel, Carlos D. Alonso Velasco, José Luis Pando Anta, Alejandro Godoy Ansótegui, Julio González Zalduendo	107
Diseño y construcción del nuevo puente de Espartxo sobre el río Urumea, San Sebastián <i>Design and Building of the Espartxo New Bridge Over the River Urumea, San Sebastián</i> Guillermo Capellán Miguel, Marianela García Pérez, Miguel Sacristán Montesinos, José D. Berrazueta Sánchez de Vega, Alejandro Godoy Ansótegui	115
Desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado representativos de la construcción industrializada <i>Seismic Performance of Reinforced Concrete Thin and Slender Walls Representative of Industrialized Construction</i> Roger Ortega Caraballo, Pedro Torres, Johannie Marulanda, Peter Thomson, Gilberto Areiza	123
Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros delgados de concreto reforzado <i>Numerical Simulation of the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Walls</i> Eduar Andrés Cuesvas Rosero, Roger Ortega Caraballo, Pedro Steven Torres Arbeláez, Johannie Marulanda Casas, Peter Thomson Roach	131
Construcción de vanos de 90 m con cimbra autolanzable - un caso práctico <i>Construction of 90m Span Bridge Decks With Movable Scaffolding Systems - a Practical Case</i> Pedro Pacheco, Diogo Carvalho, Hugo Coelho, Pedro Borges	139
Acondicionamiento del puente de O'Donnell sobre la M-30 (Madrid, España) <i>O'Donnell Bridge Over M-30 Refurbishment (Madrid, Spain)</i> Luis Sopena Corvinos, Juan Jesús Álvarez Andrés, José Enrique Silvo González, Noemí Corral Moraleda, Tomás Ripa Alonso	147

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:



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:



CARTA DEL DIRECTOR

Escribo estas líneas para despedirme como director de *Hormigón y Acero*, ya que he pedido al presidente de ACHE, Miguel Ortega, que me sustituya cuando sea posible.

Hace ya ocho años que asumí este cargo, con el reto de conseguir que la revista fuera incluida en los índices de revistas científicas más prestigiosos —en el *Journal of Citation Reports* de la *Web of Science* y en *Scopus*— y que avanzara en su proceso de internacionalización.

Ambos objetivos se han conseguido en esta etapa gracias, en primer lugar, a trabajo de los anteriores consejos editoriales, en especial el de Luis Ortega Basagoiti, mi inmediato predecesor, que me brindó un extraordinario apoyo en la etapa inicial. Gracias, también, al equipo de excelentes colaboradores que he tenido tanto en el comité de redacción, el consejo editorial y el consejo asesor científico, en especial Jacinto Ruiz Carmona, Héctor Cifuentes, Dorys González, Julio Sánchez Delgado, Jesús Rodríguez Santiago y tantos otros.

Seguimos recibiendo numerosas citas, en especial los artículos del monográfico sobre el nuevo Eurocódigo 2 y el de cortante, lo cual va a mejorar mucho el índice de impacto en la próxima edición del *Journal of Citation Reports* (estimamos que se va a multiplicar por cuatro, de 0.1 a 0.4) y en *Scopus* (de 0.5 a 0.7). En este sentido, es muy de agradecer el esfuerzo que han hecho algunos grupos de investigación para publicar sus artículos en *Hormigón y Acero* (de la UPM, UPC, UCLM, UBU, U. de Granada, U. de Cantabria, U. Rey Juan Carlos, y otras). Estamos recibiendo citas de revistas muy asentadas y prestigiosas, como *Engineering Structures*, *Construction and Building Materials* y *Structural Concrete*.

Además, durante esta etapa tuvimos la necesidad de dejar Elsevier, la editorial que publicaba la revista, y de organizar una nueva página web que ayudase a su difusión. Héctor Bernardo tuvo especial protagonismo en el cambio, coordinó una transición suave a Cinter y se organizó perfectamente la web de *Hormigón y Acero*, con todos los artículos disponibles en abierto. Valentín Alejandre, editor de la revista en esta nueva etapa, aporta una gran profesionalidad tanto en el seguimiento de los procesos de revisión como en la maquetación y calidad de los números digitales e impresos. No puedo dejar de agradecer el trabajo de José Manuel Ráez, que contribuye

con su profundo conocimiento de las publicaciones científicas, esencial para conseguir las indexaciones.

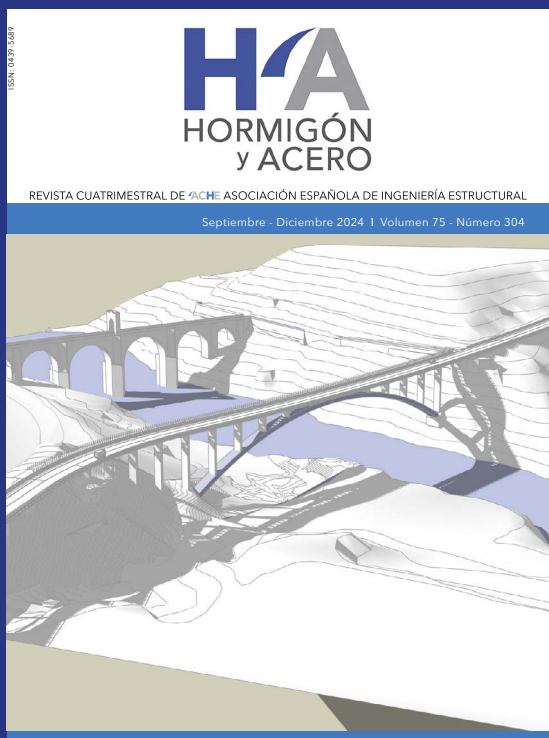
En estos años hemos realizado numerosos monográficos, que han atraído artículos de mucha calidad. Tengo un agradecimiento muy especial por los editores asociados que sacan adelante estos números, que tanto ayudan a la revista: Carlos Pozo Moya (monográfico sobre estructuras en zona sísmica, iniciado en la etapa de Luis Ortega), Javier Sánchez Montero (monográfico dedicado a Carmen Andrade), José Romo Martín (monográfico dedicado a Javier Manterola), David Arribas Mazarracín (viaducto de Almonte), Jesús Rodríguez Santiago (monográficos dedicados a Luis Ortega y al nuevo Eurocódigo 2), David Fernández Montes (cortante), Julio Sánchez Delgado y Jesús Mateos (estadio Santiago Bernabéu, en preparación), Alejandro Pérez Caldentey (estructuras sometidas a acciones explosivas, en preparación), Jesús Bairán y Alejandro Pérez Caldentey (dedicado a Toni Marí y a Hugo Corres), y Juanjo Jorquera (legado de Jörg Schlaich a la ingeniería estructural española).

Quiero también agradecer la excelente cooperación que hemos tenido con los congresos de ACHE, que han sido esenciales para poder publicar interesantísimos artículos sobre realizaciones e investigaciones en ingeniería estructural, como muestra precisamente el presente número, que termina de publicar en papel la selección de artículos realizada por el comité científico del congreso de Santander (todos ellos en avance on-line desde la celebración del congreso). Mi agradecimiento a Fernando Martínez Abella y Toni Cladera (presidentes de los comités organizador y científico, respectivamente, del congreso de La Coruña de 2017), Óscar Ramón Ramos y Carlos Thomas (Santander 2022), y Alejandro Castillo y Alejandro Martínez Castro (Granada 2025).

Ser director de esta revista ha sido para mí un gran honor. Agradezco mucho la confianza que me han mostrado los presidentes de ACHE durante mi etapa de dirección: José Romo, Antonio Martínez Cutillas y Miguel Ortega. Estoy seguro de que *Hormigón y Acero* continuará mejorando y deseo lo mejor al nuevo director y a su equipo.

Gonzalo Ruiz

DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO



Lo pequeño es bello: algunos ejemplos de estructuras de pequeña escala

Small is Beautiful: Some Examples of Small-Scale Structures

Juan Rey-Rey^a, Jacinto R. Carmona^b y Pablo Vegas González^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Director en Mecanismo Ingeniería y Prof. Asociado en ETSAC (UDC)

^b Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Asociado en Mecanismo Ingeniería y Prof. Asociado en ETSAM (UPM)

^c Arquitecto Máster en Estructuras de la Edificación. Asociado en Mecanismo Ingeniería.

Recibido el 16 de junio de 2019; revisado el 9 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

Habitualmente los proyectos más divulgados son aquellos de mayor tamaño o relevancia económica. Sin embargo, en no pocas ocasiones es en los más pequeños o de menor impacto mediático en los que se desarrollan propuestas más interesantes, arriesgadas o innovadoras. Esto puede deberse a varios factores: por una parte, en los proyectos de pequeña escala es más asumible tomar un cierto grado de riesgo en las soluciones propuestas, motivado en parte por la menor envergadura económica de lo que está en juego. Por otro lado, en este tipo de proyectos cada rincón del mismo es especial y único, descartándose así en muchas ocasiones de entrada las soluciones convencionales.

PALABRAS CLAVE: estructuras de pequeña escala, escalera, pérgola, mirador, vivienda unifamiliar, detalles.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Usually the most popular projects are those of greater size or economic relevance. However, in some occasions, it is in the smallest or least media impact projects where the more interesting, risky or innovative proposals are developed. This may be due to several factors: on the one hand, in small-scale projects it is more acceptable to take a certain degree of risk in the proposed solutions, motivated in part by the smaller economic scope of what is at stake. On the other hand, in this type of project every corner of it is special and unique, thus frequently discarding the conventional solutions.

KEYWORDS: small-scale structures, stairs, pergola, balcony, single family home, details.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: juan.rey@mecanismo.es (Juan Rey Rey)

Cómo citar este artículo: Rey-Rey, J., R. Carmona, J. & Vegas, P. (2025). Lo pequeño es bello: algunos ejemplos de estructuras de pequeña escala. *Hormigón y Acero*. 76(305):7-16. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2815>

1. INTRODUCCIÓN

Los proyectos y obras de gran escala son los que habitualmente tienen un mayor impacto económico y social y los que cuentan con un grado de difusión mayor. Sin embargo, en ocasiones es en los más pequeños o de menor impacto mediático en los que se desarrollan propuestas más interesantes, arriesgadas o innovadoras.

Parafraseando al economista alemán Ernst Friedrich Schumacher: "Small is beautiful" [1]. El presente artículo pretende dar difusión a algunos proyectos de edificación de pequeña escala en los que la estructura juega un papel relevante, adoptando en la mayor parte de los casos soluciones no convencionales.

En todos los casos presentados el Proyecto de estructuras y la Asistencia Técnica en obra ha corrido a cargo de Mecanismo Ingeniería.

Dentro del campo de la edificación, las viviendas unifamiliares son una tipología muy dada a la experimentación y a la apuesta por soluciones singulares desde el punto de vista estructural. En algunos casos las singularidades vienen de la mano de grandes luces o voladizos y en otras de su complejidad geométrica o formal. En el presente artículo se analizan algunos ejemplos de esta tipología como: Casa Campos en Sa-



Figura 1. Pabellón en la Serpentine Gallery (2002). Photograph © 2002 Sylvain Deleu



Figura 2. Pabellón en la Serpentine Gallery (2009). © 2009 SANAA, Photograph © 2009 Edmund Sumner

lobreña, Vivienda “Where Eagles Dare” en Mallorca o Casa de las Hormigas en Collado Villalba.

Reduciendo todavía más la escala, cabe destacar que, en algunos casos, el diseño y cálculo de una escalera puede tener mayor complejidad técnica y requerir más horas de ingeniería que el propio edificio que la alberga. Así, se presentan también algunos ejemplos desarrollados en distintas tipologías estructurales: en voladizo, colgadas, etc.

Se presentan también ejemplos de otros elementos de pequeña escala como pérgolas, marquesinas o cubiertas ligeras, los cuales son frecuentemente proyectos de alta complejidad

y de elevado interés. Se incluye dentro de esta clasificación el Mirador da Cova de Adegas Moure en Lugo y la instalación artística 1.78 de Janet Echelman en la Plaza Mayor de Madrid.

2.

MARQUESINAS, PÉRGOLAS Y CUBIERTAS LIGERAS

Las marquesinas, pérgolas, cubiertas ligeras, etc. son en muchos casos construcciones auxiliares a las que, como tal, no se les

presta una especial atención en el ámbito de la edificación y tampoco, consecuentemente, en el de las estructuras. No obstante, es en este tipo de construcciones de pequeña escala y reducido presupuesto donde en muchas ocasiones se presentan las mejores oportunidades para experimentar e innovar. Un caso paradigmático en este sentido es el de los pabellones temporales [2] en la Serpentine Gallery en Kensington Gardens, en Londres, diseñados anualmente por un arquitecto de reconocido prestigio y en el que se han desarrollado a lo largo de los años propuestas tan interesantes desde el punto de vista estructural como la de Toyo Ito con Cecil Balmond (Arup) en 2002 (figura 1) o la de SANAA con Arup en 2009 (figura 2) [3].

Se presentan a continuación algunos ejemplos de estructuras de pequeña escala de este tipo en los que Mecanismo Ingeniería ha participado como consultores de estructuras.

2.1. Mirador da Cova

El Mirador da Cova es una pequeña construcción auxiliar proyectada por el estudio de arquitectura gallego Arrokae Arquitectos como extensión de la bodega “Adegas Moure” en la Ribeira Sacra. Se ubica en una parcela con vistas privilegiadas a los cañones del río Sil (figura 3). Tal y como se indica en la memoria del proyecto: “La edificación se planteó como una estructura abierta que se apoya en el muro que salva el desnivel entre la pista y el primer bancale. [...] Continuando con la estrategia de cosido e integración de los diferentes elementos existentes, se planteó una estructura ligera superpuesta al muro de contención...”. [4]



Figura 3. Vista general del Mirador da Cova sobre los Cañones del Sil (2019).

Desde el punto de vista estructural destaca la pieza del mirador, desarrollada en madera modificada acetilada -libre de biocida- debido a su alta durabilidad. Esta pieza se apoya en una estructura metálica y se ata a un volumen de hormigón armado visto que es el que le dota de estabilidad lateral. En algunos puntos se emplean chapas de acero para minimizar el impacto visual de los nudos en la estructura de madera (figura 4).



Figura 4. Vista general de la estructura del mirador.

Cabe destacar también en este caso el tratamiento superficial de los materiales estructurales empleados: en el caso de la madera, en algunas partes de la obra se ha empleado el método japonés Shou Sugi Ban [5] (figura 5), que consiste en calcinar superficialmente las piezas de madera, proceso que crea una capa exterior que protege la propia pieza de madera expuesta a la intemperie.

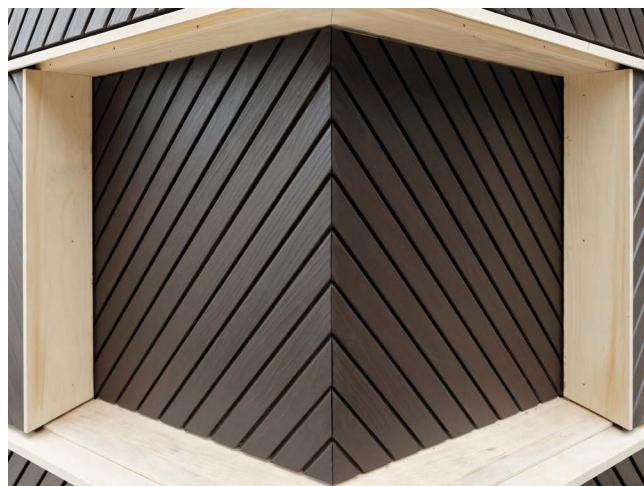


Figura 5. Madera al exterior con tratamiento Shou Sugi Ban consistente en calcinar superficialmente las piezas de madera.

En el caso de los hormigones se experimentó con el uso de piezas de madera clavadas en los encofrados para dotar a las superficies de hormigón de texturas acentuadas (figura 6).



Figura 6. Tratamientos superficiales en hormigones vistos.

2.2. Escultura Flotante "1.78" en Madrid

Janet Echelman es una escultora y artista estadounidense conocida mundialmente por sus esculturas realizadas a base de redes, ubicadas a modo de exposiciones temporales en lugares clave del espacio público de ciudades como Londres, Los Ángeles o Vancouver (figura 7).



Figura 7. Instalación de Janet Echelman en Vancouver (2014).

En 2018, dentro de los actos de celebración del cuarto centenario de la Plaza Mayor de Madrid, se instaló temporalmente la escultura flotante "1.78" sobre la estatua de Felipe III. Se trata de una pieza de 44 metros de largo y 35 metros de ancho formada por capas de fibra trenzada y anudada que se situó a 21 metros de altura. El título de la pieza, que se enmarca en la colección "Earth Time Series", hace referencia a los microsegundos de menos que tuvo el día que ocurrió el terremoto y posterior tsunami de Japón en 2011 (figura 8).



Figura 8. Instalación temporal "1.78" de Janet Echelman en la Plaza Mayor de Madrid (2018).

El proyecto de estructuras para la instalación de esta pieza sobre la Plaza Mayor debía tomar en consideración varios condicionantes importantes: en primer lugar, que bajo el suelo de la plaza existe un aparcamiento subterráneo y por lo tanto la carga a disponer sobre dicho forjado es limitada. Adicionalmente, dado el carácter monumental y el grado de protección con el que cuenta los inmuebles que rodean la plaza, no era posible

anclar la pieza a fachadas (que había sido la solución adoptada en general en otras ubicaciones) sino que debía preverse una estructura auxiliar específica.

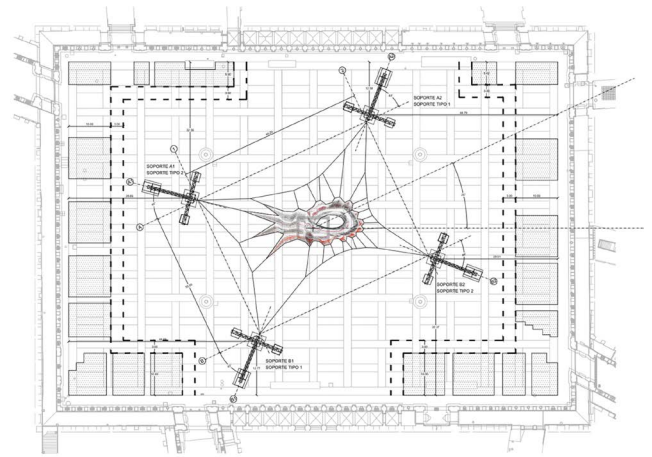


Figura 9. Esquema general en planta de la estructura auxiliar de soporte de la pieza tensada.

Dado el carácter temporal de la pieza, se proyectaron cuatro mástiles triangulados, reciclando material del empleado habitualmente en el montaje de escenarios. La estabilidad del conjunto se aseguraba con unos tirantes a unos contrapesos que, además, debido a las limitaciones de peso sobre la plaza, debían ir sobre una subestructura de reparto de carga (figura 9).

La puesta en carga de la estructura tensada se monitorizó a través de unas células de carga tanto durante el proceso de montaje, así como durante la vida útil de la pieza, contrastando estos datos con las velocidades de viento registradas en un anemómetro ubicado también en las proximidades de la instalación.

3.

VIVIENDAS UNIFAMILIARES

Las viviendas son en muchos casos verdaderos bancos de prueba en los que testar soluciones innovadoras que posteriormente puedan ser implementadas en proyectos de mayor envergadura, siempre y cuando -lógicamente- superen con éxito dicho proceso (figura 10).

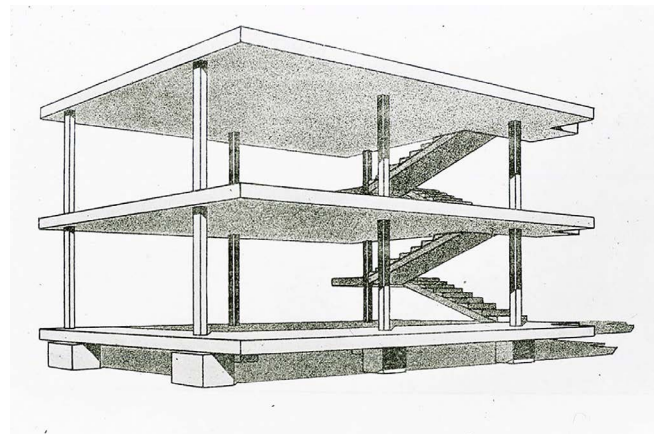


Figura 10. Maison Domini, Le Corbusier (1914).



Figura 11. Balancing Barn, MVRD (2010).

Desde el punto de vista de la ingeniería estructural, aun tratándose generalmente de obras con presupuestos modestos, este tipo de proyectos generan en no pocas ocasiones grandes retos, que se podrían clasificar, sin ánimo de exhaustividad, en los siguientes grupos: (1) grandes luces o voladizos, (2) geometrías complejas y (3) procedimientos constructivos innovadores.

El voladizo es un elemento empleado con cierta frecuencia en este tipo de proyectos para dotar de singularidad a los mismos. Existen ejemplos célebres como el “Balancin Barn” de MVRDV con su voladizo principal de 15 metros (figura 11).

3.1. Casa de las Hormigas en Collado Villalba

En el caso de la Casa de las Hormigas, en Collado Villalba, este recurso se emplea en varias partes de la vivienda, destacando no obstante el volumen volado que contiene al dormitorio principal y que vuela sobre la zona de acceso y aparcamiento (figura 12).

El proyecto, obra de Espegel-Fisac Arquitectos (2010), estaba claramente orientado a abrirse hacia las imponentes vistas de la sierra de Madrid [6], dando a su vez la espalda al resto de viviendas de la urbanización. Recibió la distinción de obra nueva del COAM en 2011 [7].

Esta idea fue tenida muy en cuenta a la hora de plantear conceptualmente la estructura de la vivienda. Se trata por tanto de resolver un volumen de aproximadamente 9 metros en voladizo en el que en una de las caras laterales se busca transparencia mientras en la otra opacidad. Dada la transparencia



Figura 12. Casa de las hormigas en Collado Villalba.

requerida en el frente abierto a las vistas, pronto fue descartada la opción quizás más evidente –y manida– de emplear el canto total del volumen para generar un elemento estructural de gran rigidez (sea una viga pared, sea una estructura triangulada). En cambio, en el frente trasero esta opción sí era posible.

Se exploraron una serie de alternativas (figura 13), escogiéndose finalmente una propuesta poco convencional consistente en la construcción de una viga pared de hormigón armado en la fachada trasera opaca, aprovechando la totalidad del canto de la planta. Este elemento, con una relación canto/luz de aproximadamente 1/2, aportaba una gran rigidez y “resolvía el problema” en esa fachada.

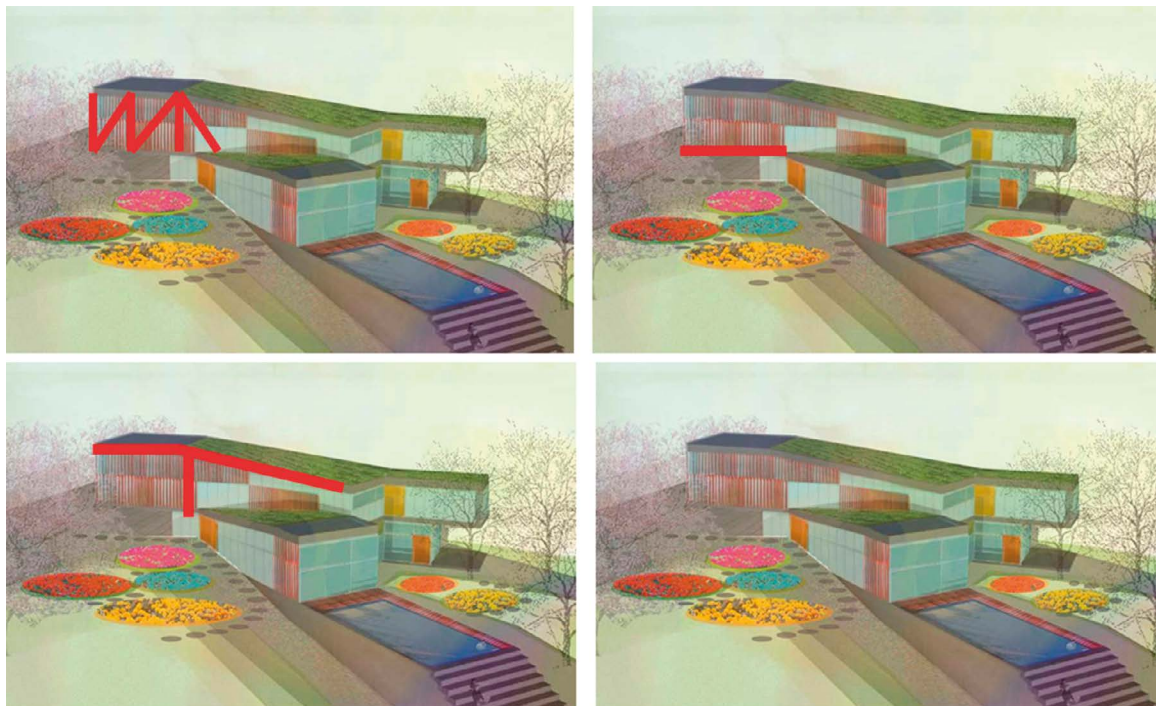


Figura 13. Esquemas estructurales tanteados.

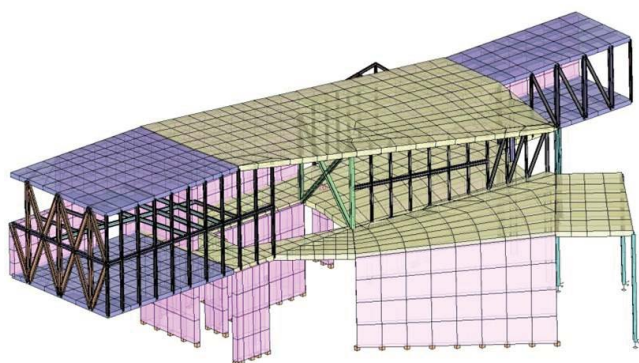


Figura 14. Vistas del modelo de cálculo en el que se aprecia la triangulación en el testero.

Para evitar replicar esta solución en la otra fachada, se optó por generar una triangulación metálica en la cara del testero del volumen en voladizo (figura 14), colgando de este modo el extremo de la fachada en la que se buscaba gran transparencia de la viga pared de hormigón de la otra fachada (figura 15).



Figura 15. Vista general de la estructura del voladizo.

3.2. Vivienda "Where Eagles Dare"

La vivienda "Where Eagles Dare" puede clasificarse dentro del primer grupo de los enunciados anteriormente debido a sus importantes voladizos. Obra del estudio de arquitectura GRAS Arquitectos, liderado por Guillermo Reynés, destaca por sus líneas puras y los grandes volúmenes volados sobre la ladera inclinada hacia el Mediterráneo en Andratx, Palma de Mallorca (figura 16).



Figura 16. Vistas desde el voladizo principal de la vivienda "Where Eagles Dare" en Palma.

La vivienda, que terminó de construirse en el año 2016, ha sido galardonada con el American Architecture Prize en 2017, siendo también finalista en el World Architecture Festival 2017.

A diferencia del caso anterior, en el que se emplea el recurso de aprovechar el canto total de una o varias plantas de la vivienda para generar elementos estructurales (normalmente celosías) de gran rigidez, en este caso, debido a la gran trans-

parencia que pretendía dotarse a todos los cerramientos, esta vía no era posible. Así, se exploró la opción de generar un emparrillado lo más rígido posible en cada uno de los planos horizontales (forjados) que constituyen el volumen principal volado. Tras un análisis de alternativas, en el que se barajó la opción de postesar los forjados (en este caso, en hormigón), se optó finalmente por una opción totalmente metálica, constituida por un emparrillado de vigas de acero conectadas a un forjado superior de chapa colaborante. El voladizo mayor es de aproximadamente 7 metros (figura 17).

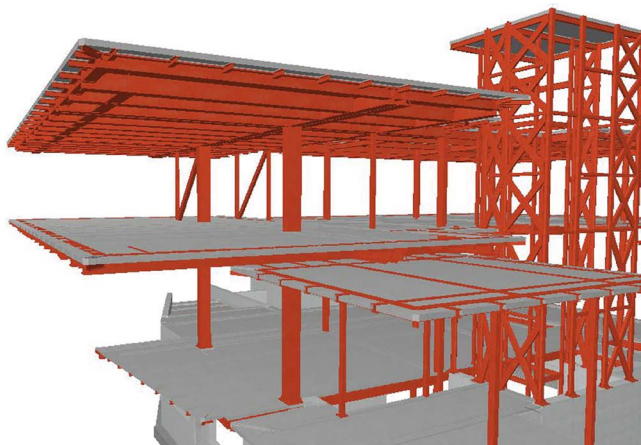


Figura 17. Modelo de cálculo de la estructura de la vivienda.

Para minimizar la cuantía de acero de la estructura y mejorar el comportamiento global de la misma, se introdujeron dos tirantes aprovechando una pequeña zona ciega en el interior del dormitorio principal en el que esto era compatible con la propuesta arquitectónica.



Figura 18. Vivienda "Where eagles dare" en el Puerto de Andratx, Mallorca (2016).

El diseño estructural finalmente construido dista indudablemente mucho de ser una opción económica y eficiente, si bien creemos responde de una manera ajustada y coherente a la idea arquitectónica inicial y a los importantes condicionantes existentes (figura 18).

3.3. Casa del acantilado en Salobreña

El caso de la Casa del acantilado, en Salobreña (Granada), reúne en un mismo ejemplo tanto la característica de estar con-

cebida en base a geometrías complejas como la de emplear en su materialización técnicas constructivas poco comunes en el mundo de la edificación convencional.

El proyecto está firmado por Gil- Bartolome ADW y, conforme a la arriesgada línea de trabajo emprendido por dicho estudio de arquitectura desde hace años, está basado en una configuración espacial compleja, en la que predominan las curvas y las formas libres [8].



Figura 19. Casa del acantilado en Salobreña (2015).

La vivienda se emplaza en un corte en la montaña, en un acantilado hacia el mar (figura 19). La contención se resuelve con una pantalla de micropilotes anclada y la cimentación con una losa de hormigón de canto variable.

En cualquier caso, la pieza más singular de la vivienda es sin duda la cubierta, con formas curvas sinuosas (figura 20), salvando la luz completa de la vivienda, dejando de este modo una planta totalmente diáfana.



Figura 20. Geometría irregular de la cubierta de la vivienda.

A la vista de los condicionantes de partida: formas curvas complejas, luces importantes y cargas bajas por tratarse de una cubierta; la primera línea de exploración fue el tratar de resolver la estructura mediante una serie de perfiles de acero curvados para adaptarse a la geometría propuesta (figura 21). Era claro que, dadas las formas propuestas, el comportamiento predominante sería el de flexión, no pudiendo contarse con la forma para un mejor aprovechamiento de los materiales. Si bien esta opción era factible, fue descartada por su elevado coste.

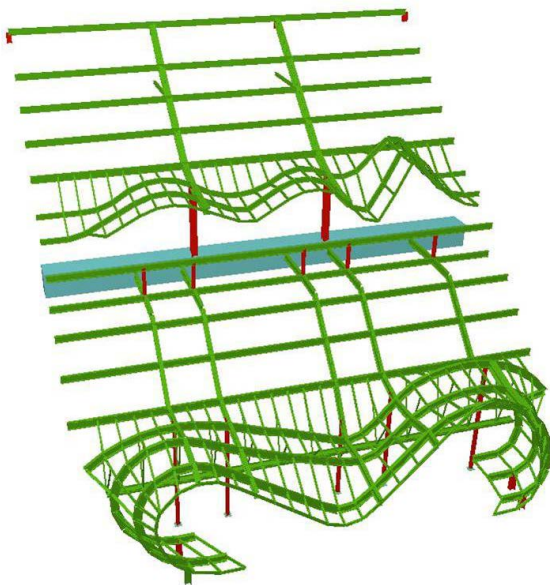


Figura 21. Esquema estructural en acero.

Ante esta tesitura, se testó la opción de resolver la estructura de la cubierta en hormigón armado, opción que había sido descartada inicialmente por su elevado peso propio, pero sobre todo por lo costoso de los medios auxiliares que requería: cimbra, encofrados curvos con geometrías sin un patrón geométrico-matemático definido, etc. Para tratar de solventar las dos dificultades indicadas, se buscaron, conjuntamente con el equipo de arquitectos y técnicos de la Universidad de Granada, sistemas constructivos que posibilitasen la construcción de la cubierta en hormigón armado sin necesidad de cimbras y encofrados.



Figura 22. Pletinas de acero predeformadas que constituyen las líneas maestras de la geometría.

Así, se llegó a la opción finalmente construida basada en el sistema patentado y comercializado por la empresa ELESDDPA, consistente en una serie de pletinas de acero curvadas (fácilmente debido a su pequeño espesor) que generaban las líneas maestras de la geometría de la cubierta (figura 22). Estas líneas maestras eran posteriormente completadas por unas mallas de acero curvadas, así como aligeramientos interiores, adoptando la forma buscada de la cubierta. Para evitar el uso de cimbras y encofrados se optó por el proyectado del hormigón en lugar de su vertido sobre moldes, técnica poco habitual en edificación, pero empleada habitualmente en obras como túneles.

De nuevo estamos ante una estructura lejana del óptimo como solución del paradigma de salvar una luz determinada soportando una carga dada. En este caso es la complejidad geométrica y los condicionantes constructivos las mayores limitaciones a las soluciones estructurales posibles.

Es también claro que no se trata de una solución de cubierta laminar al estilo de las que figuras como Torroja, Candela o Nervi proyectaron y construyeron magistralmente durante las décadas de los 20 a los 60 del siglo pasado. En este caso, el comportamiento predominante de la estructura es la flexión y su viabilidad se basa fundamentalmente en su pequeño tamaño (figura 23).



Figura 23. Estructura de hormigón de cubierta.

La vivienda finalmente construida no deja indiferente y forma parte del documental de Netflix “The World’s most extraordinary homes” (2017).

4. ESCALERAS

Las escaleras podrían considerarse un subgrupo dentro de las viviendas y frecuentemente son elementos a los que se dota de un cierto carácter escultórico que hace que requiera de soluciones estructurales no convencionales.

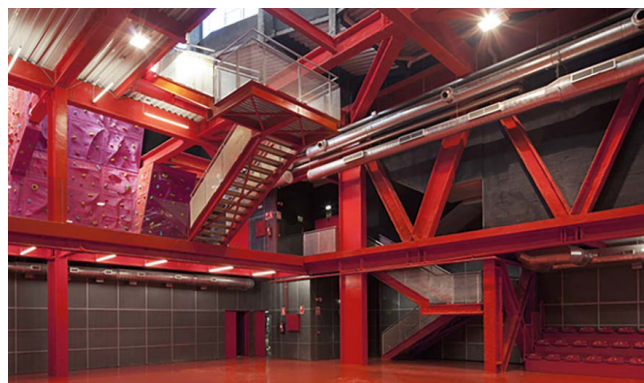


Figura 24. Escalera volada en Teruezilla.

Dentro de este grupo de estructuras de escaleras singulares podrían realizarse una clasificación, distinguiendo entre las escaleras voladas, como las construidas en edificios como “Teruezilla” en Teruel, obra de Mi5 Architects + PKMN (figura



Figura 25. Escalera atirantada en edificio de 118 viviendas en Coslada.

24); escaleras colgadas como la escalera exterior del edificio de 118 viviendas en Coslada, de Temperaturas Extremas Arquitectura (figura 25); escaleras de caracol como la de la vivienda Cárcavas de Langarita- Navarro Arquitectos (figura 26); escaleras de vidrio, como la ubicada en la sede de CBRE en Castellana 200, Madrid (figura 27) o escaleras de terrazo estructural como la construida en Beaulieu sur mer (figura 28).



Figura 26. Escalera de caracol en Casa Cárcavas.

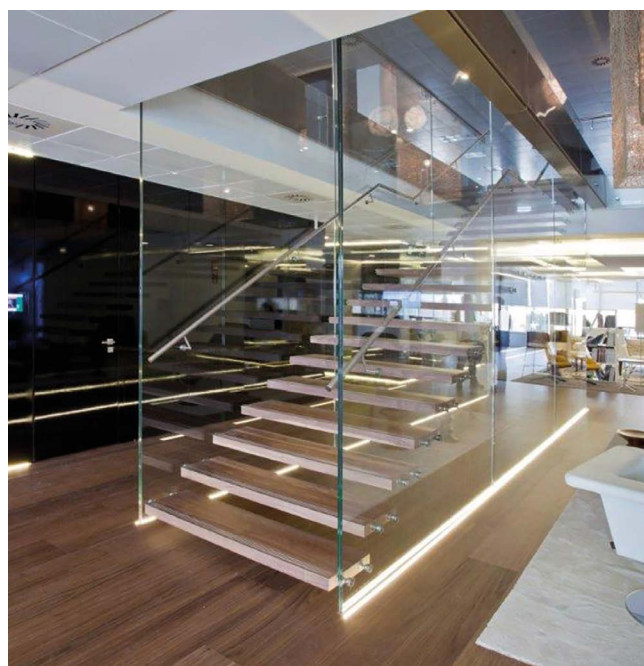


Figura 27. Escalera con paredes laterales de vidrio en la sede de CBRE en Madrid.



Figura 28. Escalera de terraza estructural en vivienda en Beaulieu sur Mer, Francia.

5. CONCLUSIONES

El presente artículo pretende reivindicar algunas estructuras de pequeña escala que no suelen tener difusión por su escasa relevancia económica pero que, en algunas ocasiones encierran interés desde el punto de vista constructivo y estructural.

Se recogen un total de nueve proyectos en los que Mecanismo Ingeniería ha participado como consultores de estructuras en los últimos años y que presentan como denominador común el importante papel que la estructura juegan en dichos proyectos y el empleo en muchos casos de soluciones no convencionales.

Referencias

- [1] E. Friedrich, *Small Is Beautiful; Economics as If People Mattered*. New York: Harper & Row, 1973.
- [2] Bernabeu Larena, A., Gómez Mateo, J., Bernabeu Larena, J.; *The ephemeral robustness: structure for temporary constructions*. Structures and Architecture. London: Taylor & Francis, 2019.
- [3] Bianchini, R.; *Serpentine Galleries Pavilions; a history*. Inexhibit. 2019. Consultado el 30 de enero de 2020.
- [7] «Mirador da cova / Arrokae Arquitectos». www.arrokabe.com/portfolio/mirador/. 2019. Consultado el 30 de enero de 2020.
- [5] J. Castaño Ruiz, J. Jaramillo Ordóñez; *Creación de una gama de acabados en madera para exteriores por medio del quemado y la carbonización*. Tesina, 2017.
- [6] «Ants' House / Espegel - Fisac Arquitectos». *Plataforma Arquitectura*. 11 de julio de 2012. Consultado el 30 de enero de 2020.
- [7] Madrid, Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid. «COAM - Distinciones 2011». www.coam.org. Consultado el 30 de enero de 2020.
- [8] «La casa del acantilado / Gil-Bartolomé Architects». *Plataforma Arquitectura*. 2015. Consultado el 30 de enero de 2020.

Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas)

Wind Effects in the Project of the Cable-Stayed Bridge Between the Cebu and Mactán Islands (Philippines)

Javier Muñoz-Rojas^a, Miguel Ángel Astiz^b, Pedram Manouchehri^c, Sebastián Franchini^d
y Mikel Ogueta-Gutiérrez^e

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid.

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L., Universidad Politécnica de Madrid

^c Ingeniero Civil. Carlos Fernández Casado S.L., Universidad Politécnica de Madrid.

^{d,e} Doctor Ingeniero Aeronáutico, IDR/UPM, Universidad Politécnica de Madrid

Recibido el 25 de febrero de 2020; revisado el 4 de junio de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán, Filipinas, es la obra principal de la concesión *Cebu Cordova Link Expressway* (CCLEX). Tiene un vano principal de 390 m de luz y un tablero de hormigón pretensado con sección cajón atirantada en el eje de torres verticales. La acción del viento es particularmente importante al estar en una zona de frecuentes tifones. Se realizó un ensayo en túnel de viento para caracterizar aerodinámica y aeroelásticamente la obra. En paralelo se realizaron cálculos con dinámica de fluidos computacional (CFD) y comprobaciones analíticas de su estabilidad aeroelástica.

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, dinámica de fluidos computacional, CFD, túnel de viento, aeroelasticidad, galope.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The cable stayed between the Cebu and Mactan islands is the main work of the road concession *Cebu Cordova Link Expressway*. The 650 m long bridge has a 390-m long main span and prestressed concrete box girder stayed from two vertical towers. Wind effects were particularly demanding since it is located in an area of frequent typhoons. Wind tunnel tests were carried out in order to assess its aerodynamic and aeroelastic behavior. In addition, Computational Fluid Dynamic analysis CFD and analytic analysis of galloping and other aeroelastic instabilities were carried out to validate the design.

KEYWORDS: Cable-stayed bridge, CFD, wind tunnel test, aeroelastic instabilities, galloping.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / e-mail: cfcsf@cfcsf.com (Javier Muñoz Rojas)

Cómo citar este artículo: Muñoz-Rojas, J., Astiz, M.A., Manouchehri, P., & Orgueta-Gutiérrez, M. (2025). Efectos del viento en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas). *Hormigón y Acero*. 76(305):17-24. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.3005>

1. ESTUDIOS RELACIONADOS CON EL VIENTO EN EL PROYECTO DE CCLEX

1.1. Caracterización del viento

El Puente¹ se sitúa en un área de fuertes tifones. De acuerdo a lo establecido en el documento [2] y en base a los datos del

aeropuerto de Mactán, (a 10 km del puente) los requerimientos de diseño establecían una velocidad del viento de diseño es 69 m/s (~250 km/h) para la ráfaga de 3 segundos de duración correspondiente a un periodo de retorno de 50 años en terreno

1.- A more general description of bridge is provided by Muñoz-Rojas *et al* [1].

abierto a 10 m de altura. Asumiendo una distribución logarítmica de velocidades esto se traducía al nivel del tablero tomando una altura media de 54.2 m en 94.5 m/s y en el extremo de las torres a 145 m de altura a 108 m/s.

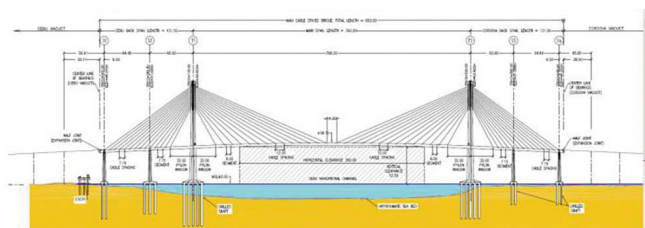


Figura 1. Alzado y vista frontal del puente, diseño de detalle.

1.2. Efectos estáticos

Las velocidades de diseño traducidas en presiones y en las con-
siguientes fuerzas estáticas mostraban valores realmente ele-
vados.

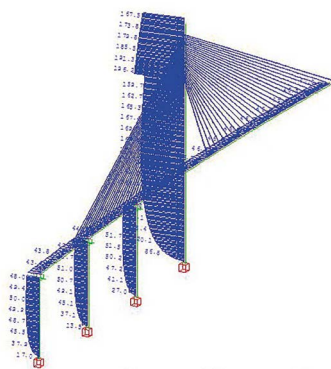


Figura 2. Distribución de cargas de viento en la estructura.

Desde las primeras fases del concurso se detectó que la acción del viento condicionaba de forma crítica el diseño y dimensiones de algunos elementos, especialmente en las torres y las cimentaciones. La caracterización aerodinámica del tablero y torres se debía realizar con ensayos en túnel de viento en la fase de diseño definitivo pero no obstante, este proceso, que requiere del desarrollo de un modelo físico detallado y un proceso de calibración que depende de la geometría final de la obra, no estaba previsto ni era viable en la fase de concurso.

Por esta razón, para evaluar los coeficientes aerodinámicos de forma más precisa que la que puede obtenerse de la literatura técnica para secciones similares se recurrió al análisis con dinámica de fluidos computacional CFD.

1.3. Efectos dinámicos

Las bases de diseño establecían por otro lado la necesidad de verificar la estabilidad aeroelástica del tablero con ensayos en túnel de viento seccionales.

La velocidad de ráfaga de 3 segundos no es adecuada de cara a establecer las velocidades de comparación en la evaluación de efectos aeroelásticos, para lo cual fue necesario primero establecer las velocidades medias sostenidas, normalmente la de 10 minutos [3,4]. Se adoptó el criterio recogido en la ISO/CD 4354 [5]:

$$V_{ref T(3)} = 1.53 * V_{ref T(600)}$$

Con lo que la velocidad de comprobación quedaba para 10 m en 45.1 m/s, al nivel del tablero en 61.8 m/s y en el extremo de la torre en 70.9 m/s

Los límites para las velocidades críticas de los distintos efectos aeroelásticos que establecían los *Employer's Requirements* [6,7] eran:

- Vibraciones por desprendimiento de torbellinos: $V_{cr} > 1.25 * V_m(z)$
(Tablero $1.25 * 61.8 = 77.2$ m/s)
 - Galope:
 - Torre: $V_{cr} > 1.25 * V_m(z)$
 - Tablero $V_{cr} > 1.70 * V_m(z)$
($1.70 * 61.8 = 105$ m/s, este valor en nuestra opinión era excesivamente exigente e incluso superior a la velocidad de ráfaga 94.5 m/s , lo requerido por ejemplo en EEUU es $1.6 * V_m$)
 - Flameo: $V_{cr} > 1.70 * V_m(z)$
- Siendo $V_m(z)$ la velocidad media a la altura del elemento comprobado.

2.

ESTUDIO CON CFD

2.1. Introducción

Las aplicaciones basadas en la dinámica de fluidos computacional (CFD), implantadas desde hace tiempo en otras áreas de la ingeniería, han pasado ya a ser también una herramienta más de diseño útil y fiable en proyectos de ingeniería civil. Desde la obtención coeficientes aerodinámicos a abordar estudios aeroelásticos más complejos. En este puente CFC la ha empleado por primera vez con el objetivo de cuantificar y calibrar coeficientes de arrastre de las secciones críticas. El programa empleado ha sido Abaqus/CFD [8].

2.2. Tablero

Aunque en el puente de Cebú el tablero presenta una sección habitual cuyos coeficientes podrían obtenerse conservadoramente de la literatura técnica durante la fase de concurso cobraba interés emplear CFD para optimizarlos y poder reducir la carga transversal de viento. El estudio permitió comparar cuantitativamente el efecto favorable del perfilado por la inclinación de las almas del tablero así como comprobar el efecto de las barreras.

Los valores obtenidos con CFD tuvieron una buena concordancia con los obtenidos en el estudio del túnel de viento en la fase de diseño. Los resultados más homogéneos se dan en la configuración de construcción sin barreras dado que entre el diseño inicial y el final se introdujeron algunos cambios en las barreras. Esta situación del coeficiente obtenido con CFD fue 0.58 y en el ensayo en túnel de viento con alta turbulencia 0.62 (Ver sección 3.2).

2.3. Torre

En las torres, la presencia de las cruces ornamentales distorsionaba marcadamente la geometría octogonal de su estructura y

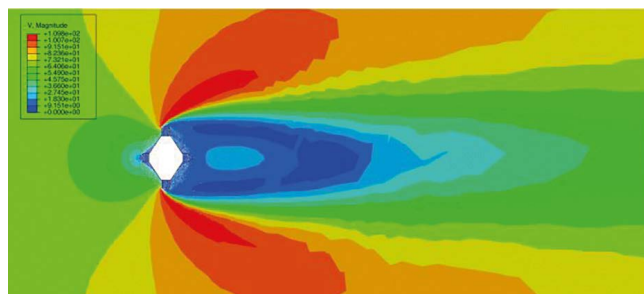
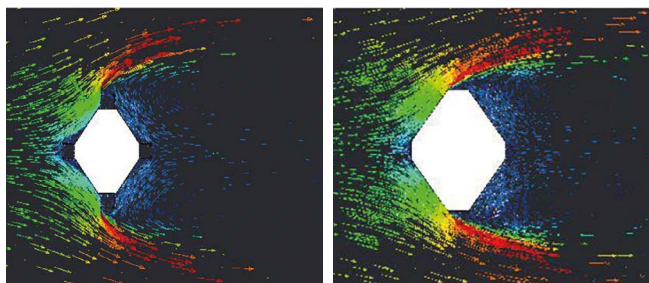
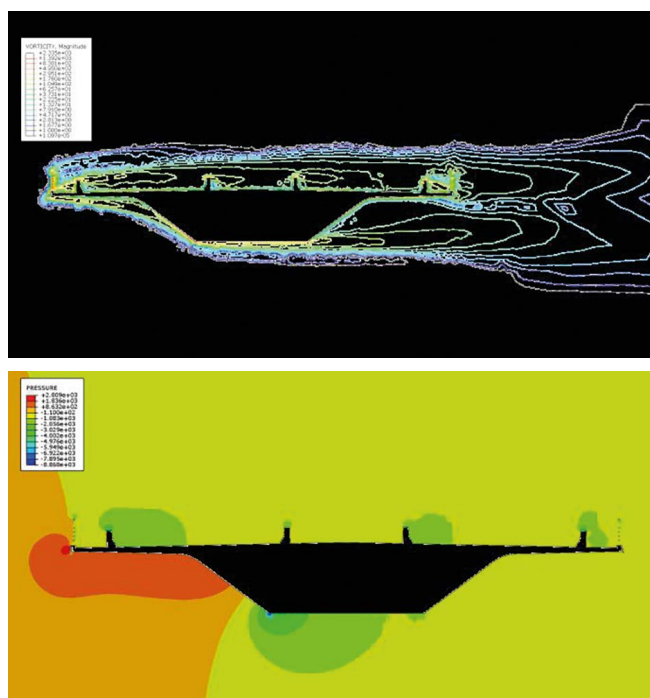
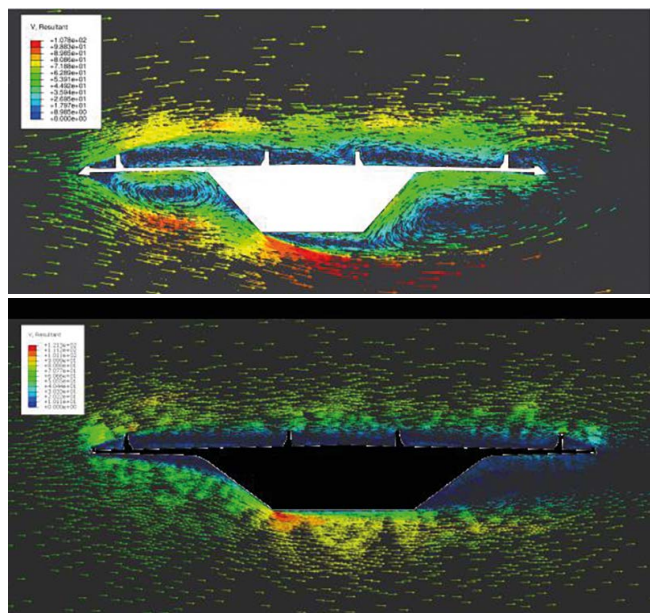


Figura 6. Distribucción de presiones. Sección con cruz.

En paralelo con el proceso iterativo para encajar las dimensiones de la torre para resistir la acción de viento –que obligó a aumentar las dimensiones previstas en el diseño de referencia- se fueron precisando los coeficientes de arrastre de las distintas secciones. Esta optimización redundó en la posibilidad de un ajuste de las dimensiones de la torre. El modelo también permitió evaluar la frecuencia del desprendimiento de torbellinos y a partir de él el número de Strouhal necesario para comprobaciones aeroelásticas.

3. ENSAYO EN TÚNEL DE VIENTO

3.1. Introducción

El ensayo en túnel de viento fue realizado en el “Instituto Universitario de Microgravedad Ignacio da Riva”, de la Universidad Politécnica de Madrid [9]. El objetivo del mismo era obtener los coeficientes aerodinámicos del tablero y torres así como la comprobación de la estabilidad aeroelástica del tablero.

Del tablero se realizó un modelo seccional a escala 1:60 en configuración de servicio o construcción v con flujo laminar v

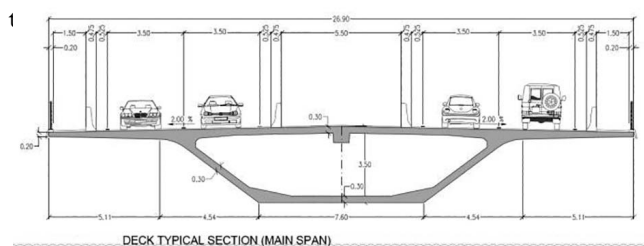


Figura 7. Sección ensavada.

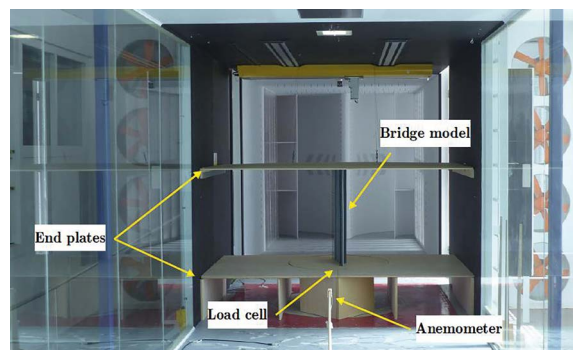


Figura 8. Vista del modelo del tablero.

Para establecer los muelles del modelo los modos a torsión y flexión de la estructura en situación permanente que se evaluaron eran respectivamente 0.306 Hz y 0.885 Hz. En la situación de construcción con máximo voladizo 0.291 Hz y 0.898 Hz, como puede observarse suficientemente separadas como para esperar problemas de flameo.

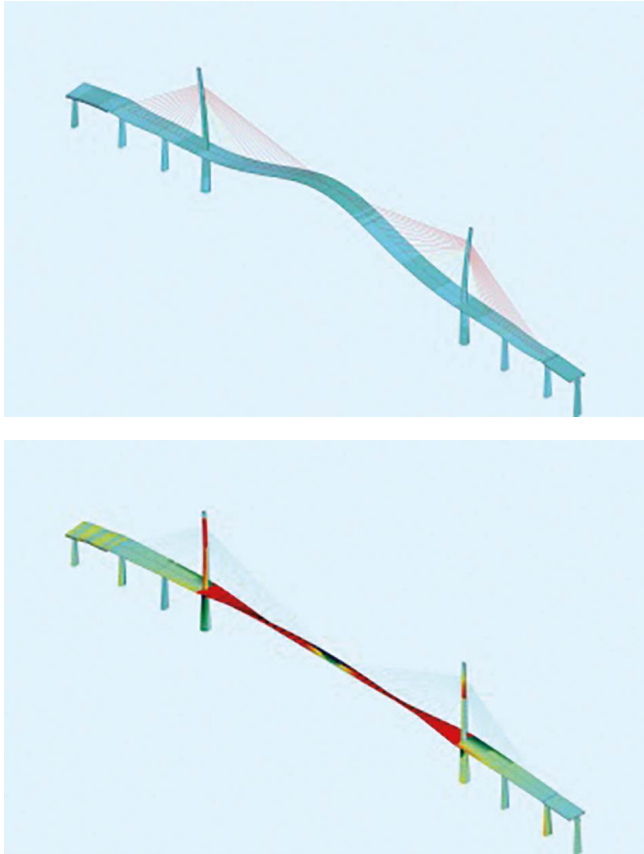


Figura 9. Modos principales del tablero. Flexión (0.306 Hz) y (0.885 Hz).

Igualmente se realizaron ensayos estáticos de dos secciones representativas de la torre a escala 1:35.

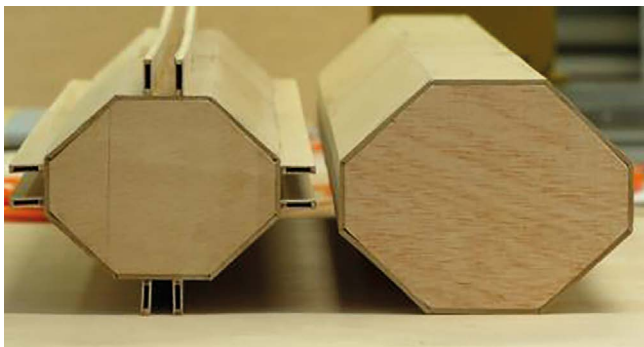


Figura 10. Vista de las secciones de la torre ensayadas

3.2. Resultados de los ensayos aerodinámicos

Los valores de los ensayos estáticos proporcionaron los coeficientes de arrastre, sustentación y momento del tablero se muestran en la figura 11. Como se ha referido presentaban valores concordantes con los de CFD.

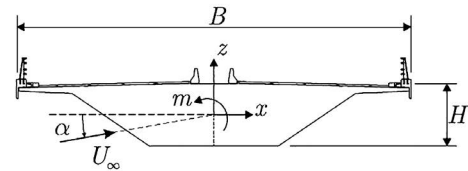
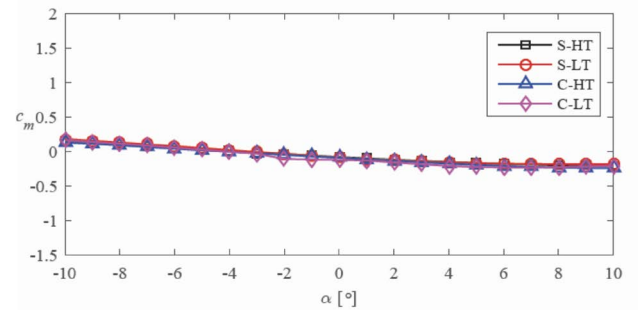
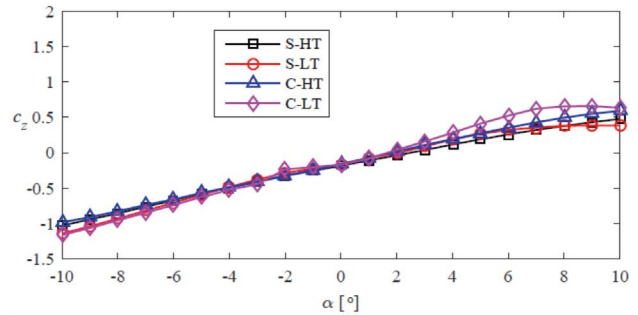
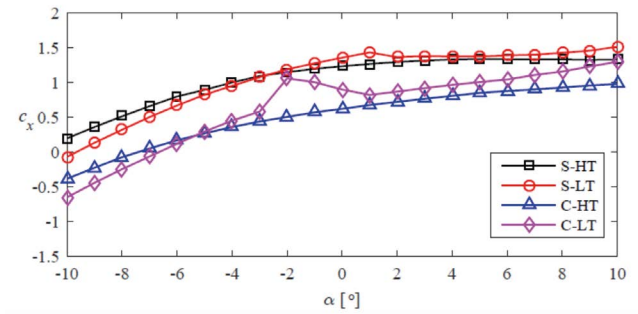


Figura 11. Coeficientes aerodinámicos del tablero en función del ángulo de ataque.

En la torre era significativo el aumento del coeficiente de arrastre de la sección octogonal sin cruces 1.5 a 2.0 cuando estas existían. Los valores empleados en el diseño fueron 1.7 y 2.2 respectivamente.

3.3. Resultados y conclusiones de los ensayos aeroelásticos

La sección del tablero fue ensayada para 5 ángulos de incidencia diferentes (+6°, +3°, 0°, -3°, -6°) en baja (LT) y alta (HT) turbulencia.

Tal como muestran los gráficos siguientes no se detectaron inestabilidades a flameo tanto en la situación de servicio como de construcción para velocidades de 100 m/s., en el entorno de las velocidades críticas establecidas en las bases de diseño [10] ($1.70 \cdot V_m$, 105 m/s en servicio y 94.7 m/s en construcción).

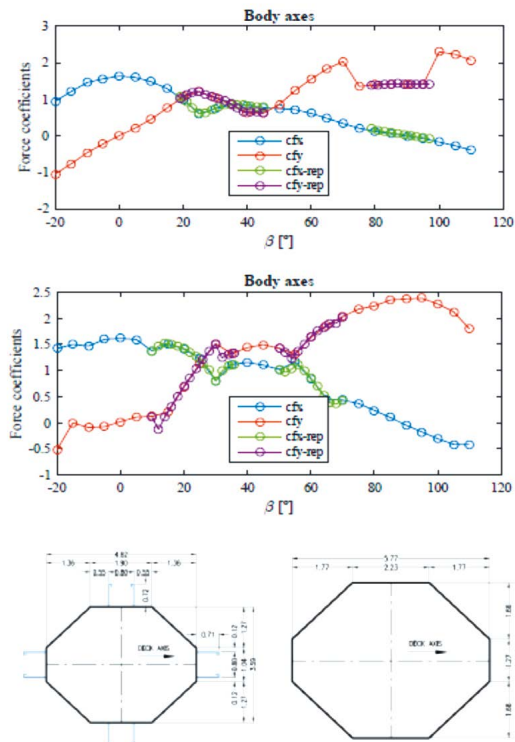


Figura 12. Coeficientes aerodinámicos de las secciones de la torre en función del ángulo de ataque.

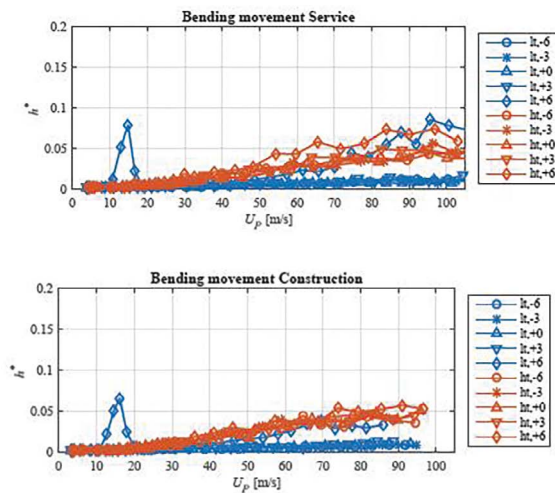


Figura 13. Ajuste adimensional RMS de flexión frente a velocidad en el prototipo a estala en configuraciones de servicio y construcción.

Las vibraciones por desprendimiento de torbellinos se producen, como era esperable, a baja velocidad (13m/s en servicio y 15 m/s en construcción) sin implicaciones prácticas en el diseño de la obra.

Tampoco fueron detectadas inestabilidades de galope ni en servicio ni en construcción. Por tanto los ensayos confirmaron el correcto funcionamiento del tablero frente a inestabilidades aeroelásticas.

4.

COMPROBACIÓN AEROELÁSTICA DE LA TORRE.

4.1. Introducción

Aunque no se realizó un ensayo aeroelástico de la torre los resultados estáticos del túnel de viento de la sección transversal de la torre permitieron obtener la variación de los coeficientes de aerodinámicos horizontales en dirección paralela y perpendicular al viento para diferentes ángulos de ataque. La variación de estos coeficientes se ha representado en la [figura 14](#) en la que los ejes x e y son los ejes de la sección y el ángulo representado es el que forma el viento con el eje x de la sección. En esta figura se puede observar que el coeficiente C_{fy} muestra localmente una pendiente negativa para un ángulo de ataque en el entorno de los 35° y también, aunque de forma menos marcada, para un ángulo de 50° . Este hecho indica que el viento puede generar un amortiguamiento negativo que, en última instancia, podría provocar vibraciones divergentes en la torre. Esto no es descartable ya que se han detectado vibraciones de galope en algunos casos de torres de puentes atirantados o colgantes.

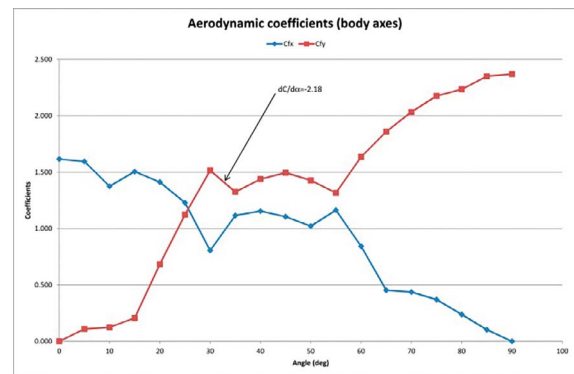
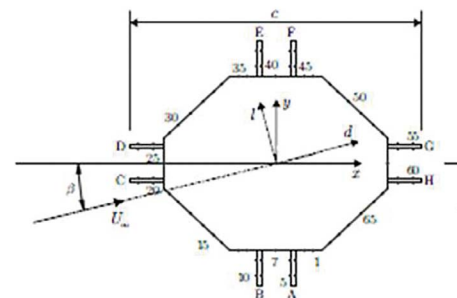


Figura 14. Sección ensayada con cruz ornamental y resultados de los coeficientes aerodinámicos (ejes torre).

4.2. Comprobación simplificada del galope

De acuerdo a lo recogido en los Eurocódigos (*EN1991-1-4:2005. Annex E*) [11] la velocidad de inicio del galope puede evaluarse con la expresión:

$$V_{cg} = 2 \cdot Sc \cdot n \cdot b / a_g$$

- Sc Scruton number 0.48
- $n_{l,y}$ Periodo del modo principal transversal (0.48 Hz)
- b Anchura (5.05 m)
- a_g Factor de inestabilidad a galope

Como se observa en el gráfico de los coeficientes de arrastre y sustentación la situación más desfavorable para el galope se presentaba para un ángulo de unos 35° don la relación $dC_l/d\beta$ presenta un valor mínimo. El factor ag toma entonces el valor:

$$ag = (dC_l/d\beta + C_d) = -2.552 \quad (\beta = 35^\circ)$$

y el de velocidad de galope:

$$V_{cg} = 2 \cdot 50.6 \cdot 0.480 \cdot 5.03 / 2.55 = 95.8 \text{ m/s}$$

En condiciones de construcción con torre libre este valor es de 81 m/s

La relación de esta velocidad con las velocidades medias V_m ($z=145$) proporcionaba pues los siguientes valores:

$$\text{Servicio: } V_{cg}/V_m = 95.8/70.9 = 1.35 > 1.25$$

$$\text{Construcción: } V_{cg}/V_m = 81/64 = 1.26 > 1.25$$

Por tanto de acuerdo a esta comprobación simplificada se podía concluir que no eran previsibles inestabilidades por galope en servicio o en construcción. En este último caso el coeficiente es muy estricto no obstante se trata de una situación teórica que no se va a producir en obra en tanto la torre completa nunca estará exenta pues se realiza en paralelo al tablero y a la colocación de tirantes.

No obstante se llevó a cabo una comprobación adicional numérica con un modelo de 2 grados de libertad tal como se detalla a continuación

4.3. Comprobación del galope con un modelo de dos grados de libertad

El tratamiento del problema en este caso debe diferir del tratamiento clásico por varias razones:

- Dado que la pendiente negativa aparece para un ángulo de ataque de 30° respecto al eje longitudinal del puente, las vibraciones resultantes de la torre se producirían en las dos direcciones horizontales (longitudinal y transversal al puente).
- El tratamiento clásico del galope supone que el flujo de viento es laminar y, por lo tanto, con dirección y velocidad constantes, lo cual no es cierto en general a causa de la turbulencia.
- La condición de inestabilidad debe mantenerse durante un tiempo para permitir que la amplitud de las vibraciones crezca; sin embargo el carácter turbulento del flujo de viento hace que ni la dirección ni la velocidad sean constantes y que, por lo tanto, la condición de inestabilidad sólo se mantendrá a lo largo de unos intervalos de tiempo.

En estas condiciones, el tratamiento del problema se complica ya que requiere un análisis paso a paso en el tiempo para dilucidar si realmente pueden aparecer vibraciones de galope. Para ello se ha generalizado el modelo clásico de galope extendiéndolo a dos direcciones mediante el modelo de dos grados de libertad que se muestra en la [figura 15](#).

Las características de este modelo se deducen de las frecuencias propias de la torre (0.51 Hz en dirección longitudinal y 0.48 Hz en dirección transversal) y del amortigua-

miento que propugna el Eurocódigo [11] para hormigón no fisurado ($\xi = 0.8\%$).

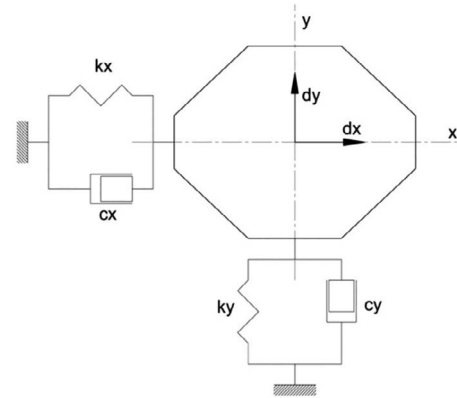


Figura 15. Modelo de dos grados de libertad.

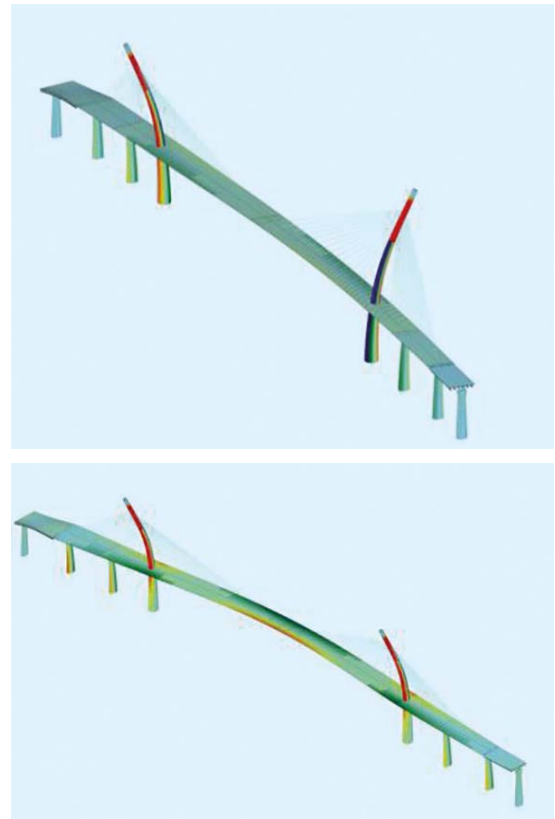


Figura 16. Primer modo de vibración transversal. ($f=0.48$ Hz) y longitudinal ($f=0.51$ Hz).

Las ecuaciones del movimiento de este modelo son:

$$\begin{aligned} m\ddot{d}_x + c_x\dot{d}_x + k_x d_x &= p_x \\ m\ddot{d}_y + c_y\dot{d}_y + k_y d_y &= p_y \end{aligned}$$

donde las acciones de viento, p_x y p_y , se calculan en cada instante en función de la velocidad del viento y de los coeficientes aerodinámicos mostrados anteriormente.

Al modelar la velocidad de viento en cada dirección teniendo en cuenta sus características de turbulencia se pueden resolver las ecuaciones anteriores a través de una integración temporal paso a paso. El análisis de la historia de despla-

mientos en ambas direcciones permite, por un lado, evaluar sus valores máximos y los esfuerzos correspondientes y, por otro lado, determinar si se producen inestabilidades como las que podría predecir un modelo de galope.

Los resultados obtenidos se resumen en la figura 17. En dicha figura se han representado los máximos desplazamientos en ambas direcciones en función del ángulo de ataque del viento (0° corresponde a viento longitudinal); los desplazamientos longitudinales son los de color azul y los transversales los de color rojo. Además se ha repetido el cálculo para una velocidad de viento incrementada en un 25% respecto a la de proyecto para tener en cuenta el factor de seguridad que impone el Eurocódigo para el fenómeno del galope.

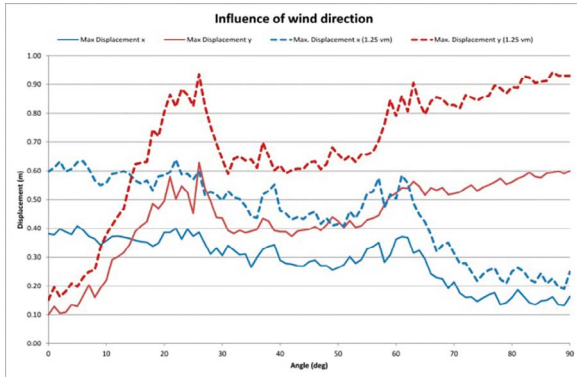


Figura 17. Desplazamientos máximos en función del ángulo de ataque.

En la figura se aprecia que, efectivamente, se produce un pico de respuesta transversal alrededor de los 30°, coincidente con el valor para el cual la pendiente del coeficiente aerodinámico transversal tiene valor negativo. Sin embargo la respuesta es estable por lo que el galope se puede descartar.

Para la velocidad de viento incrementada en un 25% los desplazamientos (diagramas de trazo discontinuo en la figura 17) son significativamente mayores como corresponde a un fenómeno que es no lineal. Se trata de desplazamientos importantes (hasta 0.92 m en dirección transversal) pero tampoco en este caso aparecen vibraciones divergentes. Hay que destacar que esta última velocidad de comprobación es de 84.4 m/s como valor medio y 110 m/s (396 km/h) como valor de pico.

4.4. Otros efectos aeroelásticos en la torre

4.4.1. Interacción Galope y desprendimiento de torbellinos

La velocidad crítica para vibraciones por flexión se produce cuando la frecuencia del desprendimiento de torbellinos coincide con la fundamental del elemento. De acuerdo a los Eurocódigos puede evaluar mediante (EN1991-1-4:2005. Annex E):

$$V_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St}$$

- b: Anchura de la sección 5.03 m
 $n_{i,y}$: Frecuencia del modo principal de flexión transversal al viento 0.448 Hz
 St: número Strouhal. Se puede adoptar 0,10,15 intermedio entre sección circular y rectangular.

Por tanto

$$V_{crit} = 5.03 \times 0.448 / 0.10 = 16.1 \text{ m/s}$$

Para $z=145 \text{ m}$ $V_{cg} = 95.8 \text{ m/s}$

$$V_{cg}/V_{crit} = 80/16.1 = 4.97 >> 1.6,85$$

Con lo cual este efecto de interacción es más que improbable.

4.4.2. Vibraciones por desprendimiento de torbellinos

Para la comprobación de este efecto se siguió igualmente lo recogido en los Eurocódigos [11]. Tal como se ha mostrado en el apartado anterior la velocidad crítica es 16.1 m/s

La amplitud de las vibraciones por desprendimiento de torbellinos se evalúa con la expresión [11]:

$$Y_{F,max} = b \cdot (1/S_t^2) \cdot (1/S_c) \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat}$$

- $K = 0.13$
- $L_j = 6 \times 5.03 = 30.2 \text{ m}$
- $l = \text{altura torre} = 139 \text{ m}$
- $K_w = 0.52$
- $c_{lat,0} = 0.9$

Con lo que:

$$Y_{F,max} = 0.262 \text{ m}$$

A efectos de evaluar su efecto en los esfuerzos de la torre se comparó la deformación que produce el desprendimiento de torbellinos con la deformación máxima bajo el viento de diseño (69.5 m/s) que según los resultados del modelo general son 0.725 m. Por proporcionalidad la deformación estática del viento que produce el desprendimiento de torbellinos (16.1 m/s) supone 0.032 m.

De esta manera la relación de esfuerzos es $(0.032+0.262) / 0.725 = 0.40$, es decir el 40% de los empleados en el diseño de la torre por lo que claramente este efecto no supone un problema desde el punto de vista del diseño estructural.

4.4.3. Aceleraciones máximas

Por otro lado las aceleraciones asociadas al el desprendimiento de torbellinos son:

$$a_{y,max} = (2\pi \cdot 0.48)^2 \cdot 0.262 = 2.38 \text{ m/s}^2 = 0.24g$$

Valor relativamente alto pero que solo se experimentará por quien esté en el extremo del pilón. Se evita fácilmente definiendo las condiciones del viento en que se podrán hacer labores de inspección y mantenimiento. Fijando un margen de al menos un 25% inferior, las labores podrían realizarse siempre que la velocidad fuera:

$$v_m < 16.1/1.25 = 12.9 \text{ m/s} = 46.4 \text{ km/h}$$

5.

CONCLUSIONES

El estudio de los efectos del viento sobre el puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán ha permitido demostrar que

el puente no es susceptible de experimentar efectos no previstos en el cálculo estático tradicional tales como sobreesfuerzos o vibraciones que puedan afectar a su seguridad. Para llegar a esta conclusión ha sido necesario utilizar herramientas de cálculo numérico y experimentación en túnel de viento, tanto para el tablero como para la torre.

Referencias

- [1] J. Muñoz-Rojas, J.M. Domínguez, Proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas) / Project of the cable stayed bridge between the islands of Cebu and Mactan, in: VIII Congreso ACHE, Santander, 2020.
- [2] COWI, Cebu-Cordova Expressway Link Extreme Wind Speeds, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2016.
- [3] AASHTO, Design bridge specifications, American Association Of State Highway And Transportation Officials, 2017.
- [4] DPWH: Design Guidelines, Criteria and Standards (DGCS), Volume 5, (2015).
- [5] ISO 4354:2009, Wind actions on structures, International Organization for Standardization, n.d.
- [6] COWI, Cebu-Cordova Link Expressway-Tender phase. Wind Design Criteria, Supplement to Employer requirements, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2016.
- [7] COWI, Cebu-Cordova Link Expressway. Wind Design Criteria, Supplement to Employer requirements, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2017.
- [8] SIMILIA, Abaqus Analysis User's Guide, Dassault Systèmes. Simulia Corp., Providence, RI, 2016.
- [9] S. Franchini, M. Ogueta, Wind tunnel testing on several components of the "Cebu-Cordova Link Expressway" bridge, Philippines Ref: IDR/IF 170427 - V1.1, Instituto de Microgravedad "Ignacio da Riva" (IDR). Universidad Politécnica de Madrid, 2018.
- [10] CJV, Cebu-Cordova Link Joint Venture. Main bridge Design Basis, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2019.
- [11] EN1991-1-4:2005, Eurocode 1: Actions on structures -Part 1-4: General actions -Wind actions", European Committee for Standardization.

Lecciones aprendidas en la reparación de puentes de fábrica: Astiñene y Deba

Lessons Learned Repairing Factory Bridges: Astiñene and Deba

Luis Cosano López-Fando^a, Txomin Echeveste^b, Mikel Arraiza^c, Pedro Sancho González^d,
Pablo Vilchez Motino^{* e}

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director de operaciones Área reparación. Freyssinet.

^b Ingeniero Civil. Jefe de Obra. Freyssinet.

^c Arquitecto técnico. Jefe de Obra. Freyssinet.

^d Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Delegado Zona Norte. Freyssinet.

^e Ingeniero Industrial. Director Técnico. Freyssinet

Recibido el 31 de mayo de 2019; revisado el 28 de febrero de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El artículo presenta el retorno de experiencia desde la perspectiva del contratista especializado, de dos trabajos recientes de reparación y refuerzo realizadas con carácter de urgencia en puentes de piedra en la provincia de Guipúzcoa (España), tras asentar súbitamente una de sus pilas. En concreto se trata de las reparaciones de emergencia acometidas en el puente de Astiñene, en San Sebastián, y en el puente de Deba, en la localidad de mismo nombre.

PALABRAS CLAVE: Rehabilitación, puente, patrimonio, reparación, refuerzo, recalce, atirantamiento.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The article presents the return of experience from main contractor point of view, of two recent repair and reinforcement emergency works carried out on stone bridges in Guipúzcoa (Spain), after suddenly settling on one of its piles. Specifically, these are undertaken at the Astiñene bridge (San Sebastián), and at the Deba bridge, in the town of the same name.

KEYWORDS: rehabilitation, bridge, heritage, repair, reinforcement, underpinning, staying system.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: pablo_v@freysinet-es.com (Pablo Vilchez Motino)

Cómo citar este artículo: Cosano, L., Echeveste, T., Arraiza, M., Sancho, P., & Vilchez, P. (2025). Lecciones aprendidas en la reparación de puentes de fábrica: Astiñene y Deba. *Hormigón y Acero*. 76(305):25-32. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2353>

1. INTRODUCCIÓN

Pese a que, en general, los puentes de piedra son muy resistentes y duraderos, también es cierto que tienden a fallar, de forma ruinosa en no pocas ocasiones, cuando su ubicación se encuentra en terrenos donde el sustrato competente se localiza a profundidades importantes, bien por defectos de concepción, capacidad técnica en la época de construcción y/o incrementos de solicitaciones. El desplazamiento o giro impuesto por el fallo de una cimentación en una estructura tan rígida provoca,

al intentar acomodarse a la nueva geometría, la formación de rótulas mediante la aparición de fisuras, grietas y pérdida de piezas en cualquiera de sus elementos (pilas, bóvedas y tímpanos). La ausencia de respuestas resistentes de tracción y la conversión de la bóveda en un mecanismo por exceso de rótulas pueden llevar a la estructura a la ruina, pues el derrumbe de un vano ocasiona generalmente un fallo en cadena del resto cuando las pilas pasan a un estado no compensado de empujes horizontales.



Figura 1. Vista aguas arriba del puente de Astiñene, San Sebastián, Guipúzcoa (España).

Los puentes de Astiñene en San Sebastián y de Deba en la localidad de mismo nombre, ubicadas ambas en la provincia de Guipúzcoa (España), son ejemplos de estructuras que han sufrido severos daños como consecuencia del asiento en sus pilas.

En agosto de 2017, técnicos municipales del Ayuntamiento de San Sebastián detectaron en el puente de Astiñene, un descenso en la alineación del tablero, especialmente importante en su pila 3, que se acompañaba de una evidente e importante fisuración del aglomerado en los vanos y pilas adyacentes. Las inspecciones llevadas a cabo en días posteriores pusieron de manifiesto la gravedad de los daños, y el riesgo para la seguridad del tráfico. Considerándose en consecuencia necesario, el cierre provisional de la estructura en tanto se definía un proyecto de emergencia para su reparación y refuerzo.

El puente de Deba, casi un año después repetía la cronología de los acontecimientos descritos para el puente de Astiñene. En julio de 2018, una de las pilas de la estructura del puente sufrió un súbito y fuerte asiento no uniforme – diferente aguas arriba, de aguas debajo de la pila– que, sorprendentemente, no llevó aparejado la ruina de la estructura. Sin embargo, los daños apreciables a simple vista eran importantes, tanto en cantidad como en severidad. Las inspecciones y análisis realizados pusieron de manifiesto lo que era claramente evidente para un espectador avezado, esto es, la fragilidad de la estabilidad estructural y el riesgo patente de que la ruina se produjera en cualquier momento. Como en el caso anterior, el riesgo para la seguridad de los usuarios de la estructura aconsejó el inmediato cierre provisional de la estructura y la realización de un proyecto de emergencia de reparación y refuerzo.

2.

DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

2.1. Puente de Astiñene

El puente de Astiñene es el último de los puentes que cruza el río Urumea en la zona de Loyola, que también le da nombre. Recibe el nombre de Astiñene por haber existido en sus proximidades una taberna con mismo apelativo, si bien, también es denominado como “puente de Egia”, o “Sarasola” [1].

Se trata de una estructura de fábrica de piedra caliza que vino a sustituir a un puente de madera construido en 1840. Este, a su vez, venía a sustituir a otro inicialmente construido en 1815, y del que se refieren daños importantes tan solo siete años después. Aunque dichos daños fueron rápidamente reparados, el puente fue finalmente destruido durante la 1ª Guerra Carlista (1833-1839). El puente de 1840, reconstruido bajo la dirección del arquitecto D. Joaquín Ramón Echeveste, fue rápidamente ejecutado por los contratistas D. Francisco Elola y D. Miguel Antonio Urquía. Dicha reconstrucción, se llevó a cabo manteniendo la tipología estructural y materiales del destruido, razón por la cual, unos años más tarde se referían los mismos problemas de mantenimiento del primigenio, esto es, unos altos costes de mantenimiento. Fue esta la razón que motivó la necesidad de ejecutar un nuevo puente, más robusto y resistente, que, aun siendo más costoso en su construcción, redujera los altos costes de mantenimiento ya referidos. [1]

Aunque parece que los papeles de la época refieren que entre las soluciones que se manejaron, también se planteó la posibilidad de realizar un puente de hierro, finalmente fue descartada debido a su alto coste, frente a la que fue finalmente ejecutada, entre 1860 y 1861, y ha llegado hasta nuestros días,

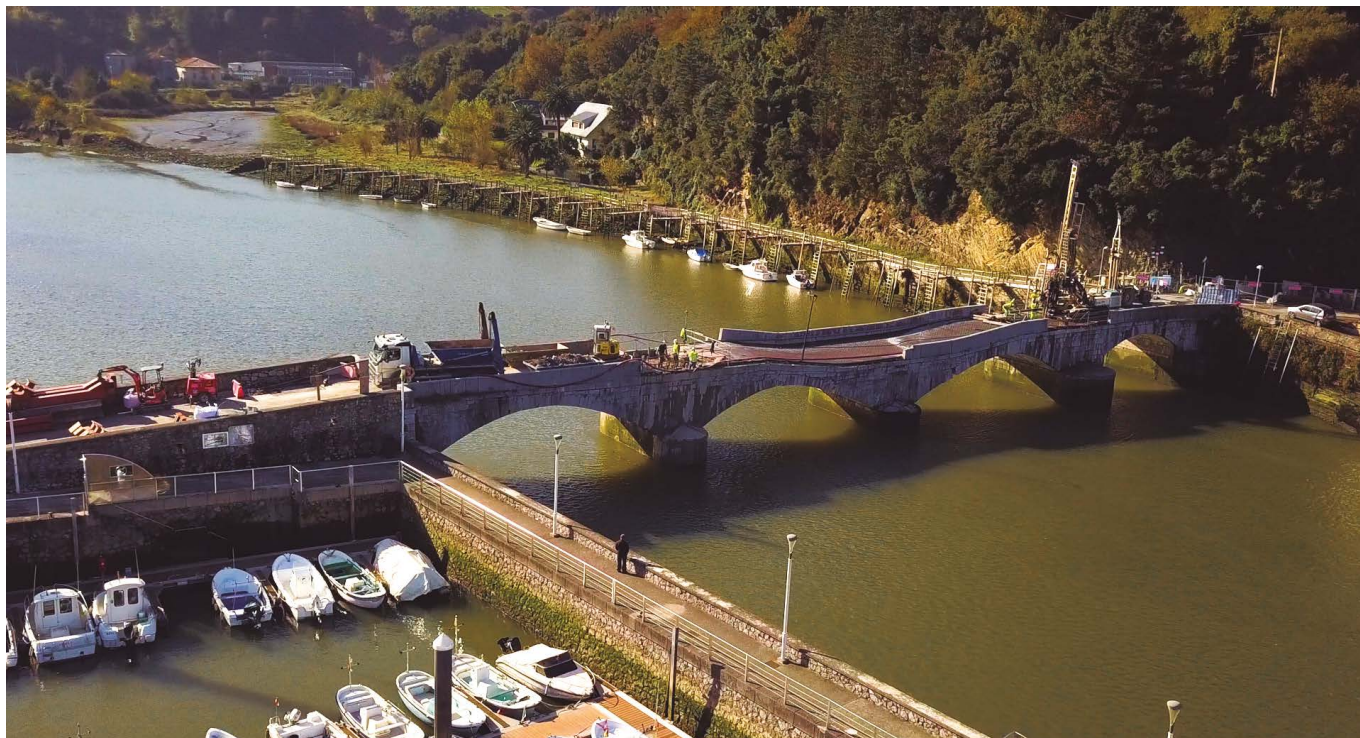


Figura 2. Vista desde aguas abajo del puente de Deba, iniciados los trabajos de reparación. Se aprecia claramente el descenso de la pila, y la pérdida de la rasante.

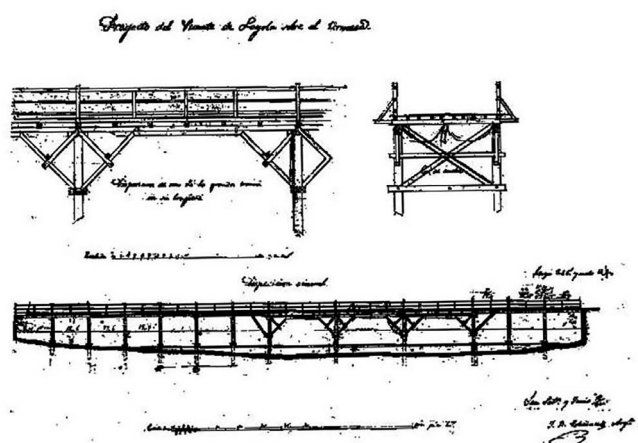


Figura 3. Planos del puente de madera construido en 1840. Fuente: Elejalde Aldama F., Behin Batean Loiolan. Pasado, presente y futuro de Loiola. <http://loiola.weebly.com/6---los-puentes.html>

y cuya dirección también recayó en el arquitecto D. Joaquín Ramón Echeveste [1].

Se trata de una estructura esviada, formada por 7 bóvedas escarzanas, con diferentes relaciones entre la flecha y la luz de las mismas, resultando arcos con un rebaje importante, bastante inusual en la época, y difícilmente comprensible, dado que en el propio proyecto ya se ponía de manifiesto que sondeado el río, no se había encontrado próximo terreno firme, por lo que intentando evitar unos sobrecostos importantes en la ejecución de una cimentación, se proponía una solución consistente en el rebaje de un tercio de la potencia de terreno de “cascajillo de acarreo” que apoyaba sobre fangos de arcilla. En

el rebaje se dispondría” hormigón” de arranque y fábrica para el levantamiento de las pilas hasta la parte inferior de los zócalos, con altura de 5 pies, contenida en todo su perímetro con tablestacado. [1]

Las pilas, de mampostería caliza, de poco canto y de altura moderada presentan una esbeltez baja.

Se sabe igualmente que el puente fue remodelado tan solo unos años más tarde su puesta en servicio, en concreto en 1866, mediante la adición de voladizos de hormigón hasta alcanzar una anchura total de 7.80 m, para una calzada de 5.50 m y dos aceras de 1.15 m, que aún mantenía en el verano de 2017.

TABLA 3
Características de las bóvedas del Puente de Astiñene (San Sebastián).

Bóveda	L Luz (m)	f flecha (m)	t Canto bóveda (m)	f/l	t/L
1	6.518	0.754	0.50	1/8.6	1/13
2	7.815	1.011	0.50	1/7.7	1/15.6
3	9.495	1.195	0.70	1/7.9	1/13.6
4	11.408	1.231	0.70	1/9.3	1/16.3
5	9.361	1.220	0.70	1/7.7	1/13.4
6	7.714	1.037	0.50	1/7.4	1/15.4
7	6.324	0.860	0.50	1/7.4	1/12.6

Parece entonces razonable pensar que todos los males que aquejaban al puente en el verano del año 2017, como de hecho se puso de manifiesto tras los ensayos e inspecciones llevadas a cabo, venían motivados por la falta de capacidad resistente de la cimentación frente al giro de las pilas, agravado por la disparidad de luces, entre 6.50 y 11.40 m, que contribuyen a



Figura 4. Estado del puente de Deba tras el asiento de la pila en julio de 2018.

crear empujes diferentes a ambos lados de estas, y por tanto su tendencia al giro.

2.2. Puente de Deba

El puente de Deba, o “puente viejo”, cruza la ría del río Deba, a escasos 850 m de su desembocadura en el mar Cantábrico. Se ubica en la localidad de mismo nombre que el río que salva, Deba, sita aproximadamente a 40 Km al oeste de la ciudad de San Sebastián (España). Fue concebido inicialmente para el paso de vehículos en la conexión de la carretera nacional N-634 con la provincial GI-638, uniendo por la costa, Deba y Mutriku, provincia de Guipúzcoa, pasando en 2013, a prestar servicio como pasarela peatonal.

El cuarto vano, primero desde el lado de Mutriku, contaba en el momento de su apertura con un paso levadizo materializado con estructura metálica. En 1951 este fue sustituido por una bóveda de hormigón chapada con piedra, con el fin de mantener la estética del resto de los vanos.

Desde un punto de vista estructural se trata de un puente de planta recta y 67 m de luz total, con rasante horizontal, y constituido por 4 bóvedas: un cuarto vano de 8.69 metros de luz y el resto, muy similares, 14.65 m, 14.67 m y 14.64 m, correspondientes con el primero, segundo y tercer vano, respectivamente.

Las bóvedas descansan sobre pilas de 4.5 m de altura. En lo que respecta a los anchos, la pila sobre la que descansaba el tramo levadizo dispone de un ancho superior (5.00 m) frente a las otras dos (3.6 m). Esto viene motivado por la necesidad del diseñador de la estructura de compensar los esfuerzos horizon-

tales descompensados que el vano adyacente al tramo levadizo provoca en la pila.

Las pilas se cimentan en el lecho del río, muy próximo a su desembocadura, y, por tanto, en terrenos con bajas capacidades portantes, mediante pilotes de madera hincados. El proyecto redactado para la ejecución de los trabajos de emergencia considera como material más probable de los mismos, en base a los testigos extraídos en el marco de los trabajos de inspección, el roble, su diámetro 0.30 m y provistos de azuche, no esperándose que dispongan una longitud superior a los 10 m (capítulo 2.31. “Cimentaciones profundas con pilotes de madera” [2]). En la cabeza de los pilotes se dispone de un emparrillado de madera sobre la que apoya la base del plinto de la propia pila y entre este y el entarimado, la escollera que asegure el correcto apoyo del conjunto.

En lo que respecta a los estribos, el de Mutriku se cimenta sobre el afloramiento de roca existente, y el de Deba en un sistema similar al ya explicitado para las pilas.

El puente presenta una fábrica de piedra caliza de gran calidad, siendo el ejemplo más representativo de puentes de piedra del siglo XIX en el territorio Histórico de Guipúzcoa, motivo por el cual goza en la actualidad, de la máxima protección patrimonial [3]. Presenta además la peculiaridad de formar parte del Camino de Santiago en su ruta del Norte que recorre la Cordillera Cantábrica, desde Donostia-San Sebastián (Guipúzcoa – España) hasta Ribadeo (Lugo – España).

Sabemos por las crónicas del puente que al menos este ha sufrido tres incidentes relacionados con su cimentación a lo largo de su vida, por lo que podría afirmarse a priori que el problema de este vendría muy probablemente motivado por

un inadecuado diseño de la cimentación, como en el caso anterior. Si bien, las inspecciones realizadas, que incluyeron una concienzuda inspección submarina, revelaron que, sin descartar ello, en este caso el fallo se debía a la sensible pérdida de la sección resistente –y por tanto colapso por falta de capacidad resistente– de los pilotes de madera provocada por el ataque de xilófagos (Teredo Navalís).

3.

TRABAJOS DESARROLLADOS

3.1. Puente de Astiñene

El proyecto de reparación contempla dos fases de intervención, consistentes en un recalce de las pilas con micropilotes. Dadas las dudas que presenta el estado de la estructura y la capacidad de la cimentación del puente para soportar las cargas de la maquinaria necesaria para acometer dicha actuación, se propone una actuación previa consistente en el atirantamiento a la altura de las bóvedas del puente.

La razón de que se propusiera la intervención en dos fases venía razonada por el hecho de que el Ayuntamiento de San Sebastián, titular de la estructura barajaba ya su sustitución por un nuevo puente en un plazo de dos años. Parecía entonces razonable valorar si resultaba conveniente o no acometer una actuación de micropilotado con alto importe de inversión, y difícil de realizar dado el estado de la estructura. La realización, por el contrario, del atirantamiento presentaba la ventaja de permitir en un corto lapso de tiempo la apertura de nuevo al tráfico, peatonal y ciclista, del puente, y el paso de embarcaciones bajo este, además de ser necesario en caso de que finalmente se decidiera llevar a cabo el trabajo de recalce de las pilas del puente con el micropilotado de las mismas.

Finalmente, ambas actuaciones fueron llevadas a cabo, de las que a continuación se refieren sus datos principales.

3.1.1. Atirantamiento

La solución prevista en proyecto consiste en la colocación a nivel del arranque de las bóvedas de dos barras pretensadas de alto límite elástico $\Phi 32$ mm, bajo cada bóveda, una a cada lado del puente (aguas arriba y aguas abajo). Las barras se cruzan en cada pila en una pieza metálica, en forma de tubo hueco conformado por dos UPN400 soldados en cajón. En cada vano, las barras se anclarán en el lado opuesto de la pila, de tal forma que en cada pila se produzca un solape entre las barras de un vano y del siguiente. El esfuerzo de las barras se transmite a las pilas a través de placas de anclaje, soldadas en la parte inferior del tubo, junto con rigidizadores metálicos, que transmiten a su vez el empuje de las barras a los paramentos de mampostería, intercalando entre ambos elementos, un mortero tixotrópico de alta resistencia que garantice un correcto asiento de las placas. El asiento de los tubos se realiza sobre mesetas de mortero tixotrópico de alta resistencia, que compensen los asientos diferenciales y los giros que presentan las pilas. En los estribos las barras se anclan en taladros ejecutados al efecto en la longitud necesaria, y se inyectan con mortero de inyección, en la zona de bulbo, asegurando una longitud libre mediante una vaina que permita el tesado de la misma. Transversalmente las

estructuras de cada lado de la pila se unirán con un redondo de 25 mm de acero B500S. Las barras se colgaban en no menos de tres puntos en cada vano, para impedir el efecto catenaria de las mismas y que puedan, por tanto, entrar en carga rápidamente, ante cualquier movimiento de la estructura. Las barras van dotadas de anclaje según dimensiones especificadas en plano, con taladros avellanados, y tuerca y contratuerca. Finalmente se protegerán todos los elementos metálicos mediante una protección frente a la corrosión, que asegure su durabilidad, dado el ambiente altamente agresivo en el que se encuentra la estructura.

3.1.2. Recalce de las pilas

En cada una de las pilas se decide la implantación de 6 pares de micropilotes, hasta lograr su empotramiento necesario en la matriz rocosa ubicada bajo los rellenos de fondo del cauce del río. [2]

Los micropilotes finalmente ejecutados, presentan un encajado que nace desde la zona de rellenos y hasta sobrepasar ampliamente la mampostería del puente.

Como se aprecia en la figura adjunta, las longitudes de cada micropilote son variables y su diámetro fue de 127.1 x 9 mm espesor, reforzados con 6 redondos de 16 mm de acero B500S en la zona de pilas (Perforación de 220 mm). La longitud total micropilotada fue de 2498.81 m.

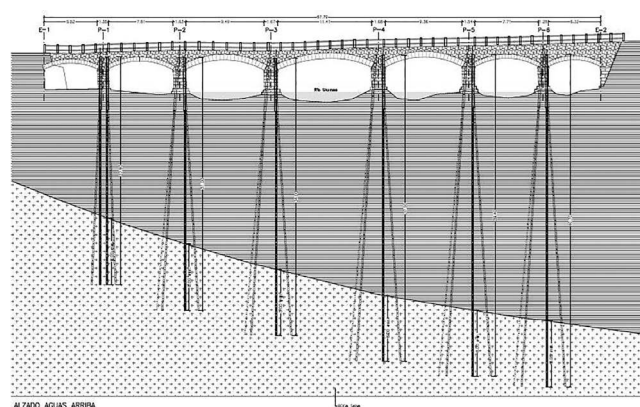


Figura 5. Plano del proyecto de recalce de la cimentación del Puente de Astiñene. Fuente: proyecto redactado por SESTRA.

3.2. Puente de Deba

Como en el caso anterior, y tras todos los trabajos de inspección y análisis realizados, se convino como mejor solución acometer los trabajos de reparación de la estructura en dos fases. La primera tendría por objeto asegurar la estabilidad de la estructura y evitar en la medida de lo posible su ruina, la segunda, una vez asegurada esta, conllevaría la reconstrucción del puente a su estado previo al incidente, en lo que sea posible [4].

La primera de las fases, y única ejecutada hasta la fecha, ha consistido tras los trabajos previos habituales –desvío de servicios afectados y caracterización del terreno mediante 5 sondeos en diferentes puntos de la estructura–, en el refuerzo de las cimentaciones de las pilas 1 y 3 mediante micropilotado; la realización de unos encepados de apoyo provisionales sobre dichas pilas que recogieran a estos y sobre los que apoyar una cimbra

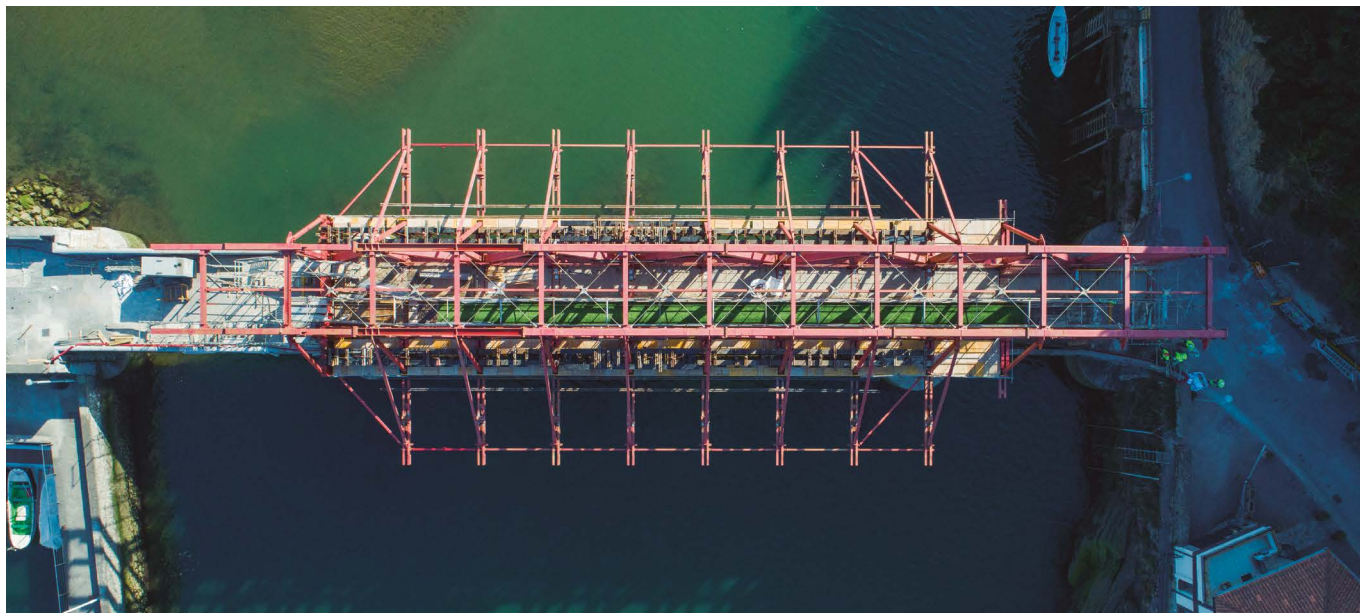


Figura 6. Vista cenital del puente de Deba con los trabajos de la primera fase prácticamente terminados.

autolanzada; en el lanzamiento y disposición de la cimbra apoyada en los encepados mencionados; y en la disposición de un sistema de apeo de las bóvedas mediante un sistema de cuelgue de tirantes materializado con barras de alto límite elástico, así como un sistema de vigas HEB-300 y HEB-450 dispuestas bajo las bóvedas junto a un conjunto de paneles de encofrado.

Adicionalmente se ha aprovechado la estructura de la cimbra para disponer sobre ella una pasarela peatonal provisional que restituya el paso suspendido por riesgo de caída de la estructura.

4. RETORNO DE EXPERIENCIA

Más allá de las complicaciones que plantea intervenir en estructuras en las proximidades de las desembocaduras de los ríos, y por tanto sometidas a la carrera de marea, con las dificultades que esto entraña, además de en un estado precario de estabilidad, con los riesgos que supone ello para la seguridad de todas las personas que intervienen en ellas, podemos afirmar que, ambas intervenciones ponen de manifiesto, en primer lugar, que se constata que por muy sólidas y seguras que puedan parecernos estas estructuras, es necesario comunicar la urgente necesidad de aumentar la inversión en labores de inspección y mantenimiento preventivo, que nos permitan detectar y adelantarnos a los deterioros que puedan conllevar sucesos catastróficos, máxime en estructuras con un alto valor patrimonial y/o en corredores esenciales.

En este sentido es importante recalcar que las labores de inspección, auscultación y de mantenimiento son actividades a tener en cuenta en la vida útil de cualquier estructura con el fin de alargar al máximo su durabilidad.

En lo que se refiere a los trabajos acometidos, podemos indicar que:

- De todos los sistemas que hemos empleado a la fecha, consideramos que el mejor procedimiento para realizar cimentaciones en un puente de piedra es intervenir con un equipo a rotación hasta traspasar la pila y luego, seguir con un equipo ordinario de roto percusión. Los equipos que emplean demasiadas cantidades de agua pueden fragilizar el propio relleno del puente (por el lavado de estos), los rejuntados, si existen, provocar el movimiento de sillares, sillarejos o mampuestos y generar algún socavón si el material que atraviesan es poco resistente. El agua, además, puede provocar algunos “daños colaterales”, como oquedades que obliga a inyectar más volumen de la simple perforación, para la correcta materialización del micropilote.
- El control topográfico es una actividad importante que siempre se debe considerar para hacer seguimiento de cualquier movimiento de la estructura, ya sea durante las propias actuaciones como tras su finalización a fin de confirmar que la estructura ha sido adecuadamente estabilizada.
- La ingeniería de hoy y los medios auxiliares empleados con fines distintos como por ejemplo la autocimbra, permiten también “salvar” puentes de piedra centenarios. Es por tanto necesario mantener una mente abierta ante los retos que presentan estas estructuras, más aún, cuando sufren daños importantes.
- Si bien todos los proyectos están sujetos a cambios, estos por las particularidades que presentan aún más. En Deba, por ejemplo, fue necesario replantear la solución inicial de proyecto, modificando los puntos de apoyo de la cimbra, inicialmente previsto en estribo 2, dado que se encontraba apoyado sobre terreno rocoso y pila 1, ya que era materialmente imposible encontrar una cimbra que solventara adecuadamente todos los requerimientos estructurales y pudiera ser, a su vez lanzada, dado que el lanzamiento presentaba limitaciones de espacio a ambos lados, ladera de la montaña en estribo 2, y vía del FF.CC. en estribo 1).



Figura 7. Vista aguas abajo del puente de Deba tras la finalización de los trabajos de la fase 1.



Figura 8. Vista desde aguas abajo del puente de Deba con los trabajos de la primera fase prácticamente terminados.

En Astiñene, mucho se debatió al respecto de la conveniencia o no de tesar las barras, para finalmente optar por una solución intermedia, que consistió en darles una pequeña fuerza que las enderezara y ayudara a corregir la posible catenaria, sin inducir esfuerzos en las pilas.

Por último, resaltar que dos estructuras con muchos nexos de unión: apenas una década de diferencia en su construcción, ambos cimentados en la desembocadura de sus ríos, ambos con problemas de cimentación que debieron ser tratados mediante un recalce con micropilotes, afrontan un fin distinto. Mientras el primero será demolido, al segundo, Dios mediante, se le tratará de devolver al estado en el que se encontraba previamente al incidente.

Esto no hace sino poner de manifiesto que no existe una doctrina universal aplicable a todos los casos, “porque la casuística es infinita e infinitos son también los enunciados y posiciones”. [4]

Agradecimientos

No quisiéramos terminar este artículo sin agradecer, al menos mediante la simple mención, a las personas que en mayor medida han estado involucradas en la ejecución de los trabajos.

En el puente de Astiñene, por el Ayo. de San Sebastián D. Juan Ortiz de Zárate, y en proyecto y Dirección de Obra D. Álvaro Arrieta Bakaikoa D. Raúl Villaron y D. Santiago Uría de SESTRA, y D. Javier León González de FHECOR.

En el puente de Deba, por la Diputación Foral de Guipúzcoa, D. Josu Maroto Peñagarikano y Dña. Ainara Iroz Zalba en la parte técnica y D. Denis Itxaso González, en calidad de Diputado de Cultura, Turismo, Juventud y Deportes. En la Dirección de Obra, D. Javier León González y Francisco Prieto Aguilera por FHECOR Ingenieros Consultores y Iñaki Jaime Azpiazu, por INJELAN.

Referencias

- [1] Elejalde Aldama F., Behin Batean Loiolan. Pasado, presente y futuro de Loiola. <http://loiola.weebly.com/6---los-puentes.html>
- [2] ATC Asociación Técnica de Carreteras, Comité de Puentes, Grupo de trabajo de “Puentes de fábrica” Cimentaciones de fábrica en puentes. 2008.
- [3] Nuñez J., Catálogo de Puentes de Gipuzkoa anteriores a 1900, 1994, 243 p. <http://catalogo.bne.es/uhtbin/cgisirsi/?ps=46uUN4pd6u/BNMA-DRID/271240831/9>; <http://www.gazteaukera.euskadi.eus/publicaciones-patrimonio-cultural/r58-801/es/>
- [4] León, J.; Primer Foro Patrimonio Cultural de la Obra Pública, Libro de Actas. “Intervenciones en el puente de Deba. Argumentos para decidir”. 2019.

Comportamiento frágil de las armaduras corroídas

Brittle Behavior of Corroded Rebars

Javier Sánchez Montero^{* a}, Julio E. Torres Martín^a, Nuria Rebolledo Ramos^a

^a Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" (IETC-CSIC).

Recibido el 5 de junio de 2019; revisado el 10 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

La corrosión de las armaduras es una de las principales razones de la reducción de la durabilidad de las estructuras de hormigón armado. La corrosión da lugar a la generación de diferentes defectos con geometrías diferentes. El presente estudio se centra en evaluar el comportamiento mecánico de armaduras con diferentes tipos de defectos, desde corrosión generalizada, por picaduras hasta corrosión bajo tensión y fragilización por hidrógeno. Los resultados obtenidos muestran que la resistencia de los aceros no depende únicamente de la pérdida de material, sino que es muy importante evaluar la geometría de los defectos.

PALABRAS CLAVE: Armadura, corrosión, fragilización por hidrógeno, corrosión bajo tensión.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Corrosion of reinforcement is one of the main reasons for reducing the durability of structures. Corrosion results in the appearance of different defects of various geometries. This study focuses on evaluating the mechanical behaviour of rebars with different types of defects, from generalised corrosion, pitting to stress corrosion and hydrogen embrittlement. The results obtained show that the strength of steel rebars does not depend only on material loss, but that it is very important to evaluate the geometry of the defects.

KEYWORDS: rebar, corrosion, hydrogen embrittlement, stress corrosion cracking.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:

Correo-e / e-mail: javier.sanchez@csic.es (Javier Sánchez Montero)

Cómo citar este artículo: Sánchez, J., Rebolledo, N., & Torres, J. (2025). Comportamiento frágil de las armaduras corroídas. *Hormigón y Acero*. 76(305):33-37. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2434>

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de las armaduras puede producir diversos tipos de deterioros en las estructuras, como por ejemplo la pérdida de adherencia de las armaduras [1, 2]. Desde el punto de vista estructural una de las consecuencias de la corrosión es el posible comportamiento frágil de las armaduras [3-8] que puede producir fallos repentinos en componentes.

Existen diversos mecanismos de corrosión que pueden tener lugar en las estructuras de hormigón armado, dando lugar a diferentes tipos de corrosión: corrosión homogénea, corrosión por picaduras, corrosión bajo tensión, etc. Cada tipo de ataque produce una degradación diferente que conlleva un comportamiento mecánico distinto. Por ejemplo, la aparición de un defecto puede provocar un fallo frágil por concentración de tensiones de forma que a escala microscópica pueda tener un

comportamiento dúctil, mientras que en otros casos se puede producir un comportamiento frágil a escala microscópica. Un ejemplo de este último es el fenómeno de fragilización por hidrógeno [3, 9-12].

Existen resultados experimentales de corrosión de armaduras en condiciones de laboratorio en las que se relaciona el grado de corrosión con su comportamiento a tracción [13-15]. En la figura 1 se muestra la relación entre la reducción de resistencia última (F_u/F_{u0}) y la pérdida de peso por corrosión ($100 \cdot \Delta W/W_0$). Almusallam emplea en su estudio armaduras de dos diámetros diferentes, 6 y 12 mm de diámetro. Los ensayos los realiza en hormigón aplicando una densidad de corriente de 2 mA/cm², inmersas en una disolución de cloruro sódico al 5% [13]. Apostolopoulos emplea armaduras de 8 mm de

diámetro embebidas en hormigón expuestas a una disolución de cloruro sódico [14]. En el caso de Muñoz et al. se realizan los ensayos en una disolución 3% de cloruro sódico empleando armaduras de 7, 8, 16 y 20 mm de diámetro, y una densidad de corriente de 0.10 mA/cm² [15]. En todos los casos, el grado de corrosión se ha medido por pérdida gravimétrica después de su decapado. Una vez caracterizada la misma se realizan ensayos de tracción para evaluar su comportamiento mecánico.

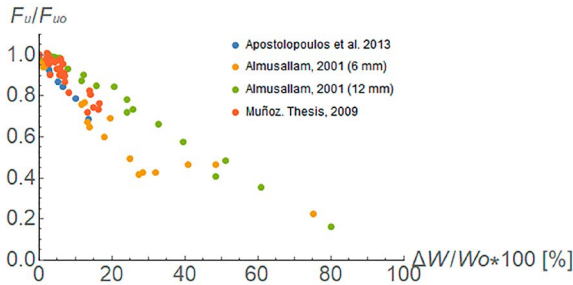


Figura 1. Datos experimentales extraídos de diversos autores [13-15].

2. METODOLOGÍA

Se ha simulado por elementos finitos el comportamiento de diferentes tipos de daño por corrosión: corrosión localizada y corrosión por picaduras. Para este estudio se ha empleado el software COMSOL Multiphysics. Se ha simulado un ensayo de tracción aplicando incrementos de carga de $F_{u0}/100$, donde F_{u0} es la carga máxima para la armadura sin defectos. Para evitar que exista una influencia del defecto en el extremo de aplicación de la carga, se realiza la simulación sobre una longitud $l = 5d$. En los casos en los que la geometría del defecto es muy extendida en la dirección del eje de la armadura se emplea una longitud de $l = 7.5d$ [16].

Las ecuaciones características del material son las correspondientes al acero B500 B [17]. Se ha empleado una curva bi-lineal de acuerdo con la Norma EN-1992-1-1. Se toma como límite elástico $f_{yk} = 560$ MPa y módulo elástico $E = 200$ GPa. El comportamiento plástico se simula por el coeficiente de endurecimiento k , que define la relación entre la carga máxima f_{uk} y el límite elástico f_{yk} , $k = 1.12$, para una deformación última de $\epsilon_{uk} = 5.6\%$. Por lo tanto, el valor de carga máxima es

$$f_{uk} = 605 \text{ MPa.}$$

Se ha tomado el criterio de von Mises como criterio de fallo. Este criterio es el más apropiado en el caso de materiales dúctiles con endurecimiento isotrópico [16].

2.1. Modelos 2D-axisimétricos

En primer lugar se han realizado modelos 2D-axisimétricos que tratan de reproducir la geometría de una corrosión del tipo localizado. La geometría del deterioro por corrosión se ajusta a un elipsoide de profundidad (p_x) y longitud (p_z). En estos modelos se puede simular una corrosión general cuando $p_z \Rightarrow \infty$.

La figura 2 muestra una reconstrucción 3D del modelo

2D-axisimétrico de una armadura con un defecto por corrosión definido por los parámetros p_x y p_z .

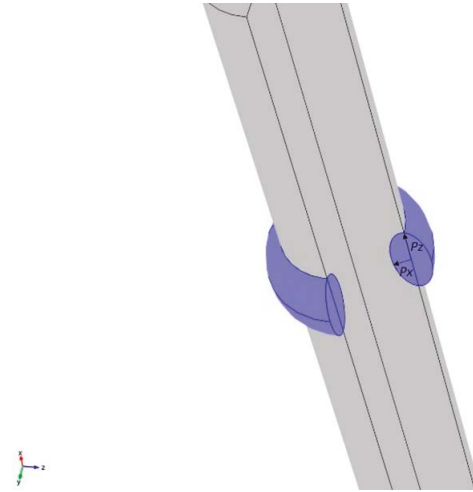


Figura 2. Reconstrucción 3D del modelo 2D-axisimétrico.

Los resultados obtenidos en la simulaciones se pueden ajustar a una curva definida por los siguientes parámetros: i) la resistencia máxima referida a la armadura sin defecto (f_u/f_{u0}), ii) la relación entre profundidad de corrosión y radio de la armadura (p_x/R), y iii) la relación de aspecto de la corrosión (p_z/p_x). A continuación se muestra la ecuación obtenida para un valor de $R^2 = 0.96$. En la figura 3 se muestra la representación de la ecuación obtenida.

$$\frac{f_u}{f_{u0}} = 1.0 - 0.9276 \left(\frac{p_x}{R} \right) - 0.0157 \left(\frac{p_z}{p_x} \right) - 1.2067 \left(\frac{p_x}{R} \right)^2 + 0.0006 \left(\frac{p_x}{R} \right)^2 \quad (1)$$

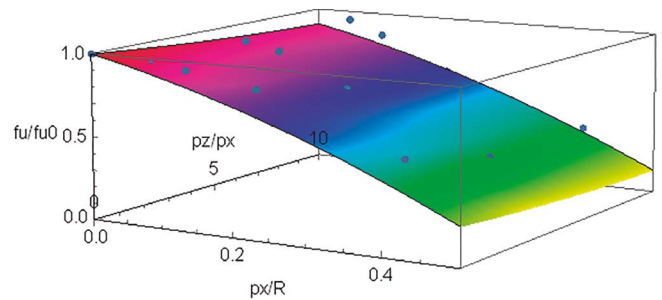


Figura 3. Corrosión localizada. Variación de la carga máxima en función de la geometría de la corrosión y el radio de la armadura.

2.2. Modelo 3D de corrosión por picadura

En el caso de la picadura es necesario recurrir a un modelo 3D donde la picadura se simula por un elipsoide de semi-ejes: p_x para la profundidad de la picadura, p_z para la extensión en el sentido longitudinal y p_y para la extensión en el sentido perpendicular a los otros dos. En la figura 4 se muestra una representación de la armadura con la geometría de la picadura. Este modelo tiene 2 planos de simetría que permiten reducir el número de grados de libertad de forma sustancial [16]. Por otra parte, para reducir el número de variables, se ha supuesto que

la extensión de la picadura en las direcciones perpendiculares al crecimiento de la misma es homogénea, $p_y = p_z$.

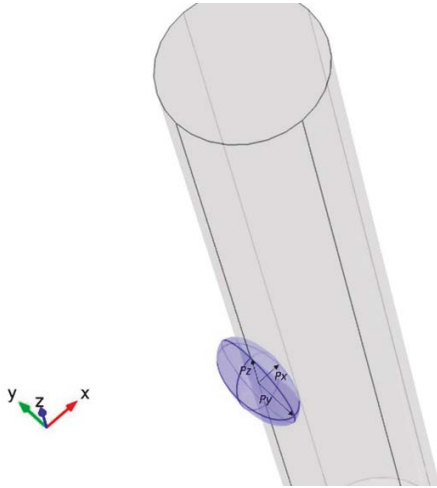


Figura 4. Modelo 3D de corrosión por picaduras.

Como en el caso anterior, se ha obtenido una ecuación que correlaciona la resistencia máxima referida a la armadura sin defecto (f_u/f_{u0}) con la relación entre profundidad de corrosión y radio de la armadura (p_x/R) y la relación de aspecto de la corrosión (p_z/p_x), con un $R^2 = 0.90$.

$$\frac{f_u}{f_{u0}} = 1.0 - 0.0636 \left(\frac{p_x}{R} \right) - 0.0065 \left(\frac{p_z}{p_x} \right) - 1.6050 \left(\frac{p_x}{R} \right)^2 + 0.0004 \left(\frac{p_x}{R} \right)^2 \quad (2)$$

En la figura 5 se muestra la representación de la ecuación 2.

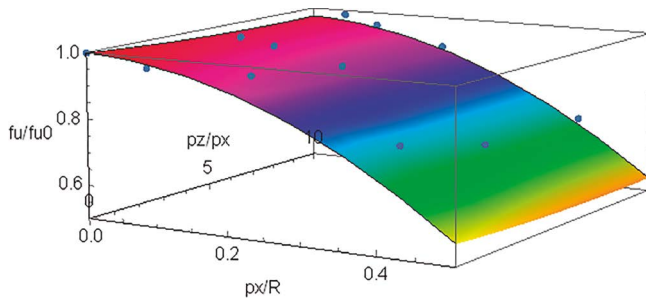


Figura 5. Corrosión por picadura. Variación de la carga máxima en función de la geometría de la corrosión y el radio de la armadura.

2.3. Corrosión bajo tensión y fragilización por hidrógeno

Se contempla un tercer escenario que es el crecimiento de fisuras mediante corrosión bajo tensión (SCC) y/o fragilización por hidrógeno (HE) en los que, al ocurrir en el medio agresivo, se produce una disminución de la tenacidad de fractura del acero (K_{IC}), propiciando en este caso una rotura frágil de la armadura [7, 9, 18-20]. La reducción en la tenacidad de fractura supone que, para un acero sometido a una determinada tensión, la fractura ocurre cuando se alcanza un defecto menor al caso de una armadura sin fragilizar. O lo que es lo mismo, el material se convierte en menos tolerante frente al daño, siendo necesario detectar la presencia de pequeñas fisuras para evitar su fractura. Por otra parte, a nivel microestructural se caracte-

riza por aparecer facetas de clivaje [6, 21]. Existen numerosos mecanismos que tratan de explicar este efecto considerando el hidrógeno como principal actor [22-27]. Desde el punto de vista experimental se ha encontrado que el efecto del medio corrosivo puede disminuir la tenacidad de fractura hasta un 60% [5, 6, 18].

En el caso de las armaduras es posible calcular el factor de intensidad de tensiones (K_I) de acuerdo con la ecuación propuesta por Astiz, Valiente y Elices [7, 28, 29]. Esta ecuación se ha desarrollado para una fisura superficial semi-elíptica definida por la profundidad p_x y la extensión p_y :

$$\frac{K_I}{\sigma \sqrt{\pi p_x}} = \sum_{i=0}^4 \sum_{j=0}^3 C_{ij} \left(\frac{p_x}{d} \right)^i \left(\frac{p_y}{p_x} \right)^j \quad (3)$$

Donde, σ es la tensión remota, d es el diámetro de la armadura y C_{ij} son constantes.

3.

APLICACIÓN A UN CASO DE ESTUDIO

Se ha elegido una armadura de 6 mm de radio, coincidiendo con algunos de los casos experimentales, sobre la que se aplicaran los casos de degradación descritos anteriormente.

Se ha empleado la ecuación 1 para simular el caso de una corrosión localizada cuyo comportamiento mecánico se aproxima a una pérdida de sección pura.

La ecuación 2 se ha empleado para simular la corrosión por picadura. Se ha considerado el caso más perjudicial desde el punto de vista mecánico que es el crecimiento de una picadura con geometría esférica, $p_y/p_x = p_z/p_x = 1$.

En cuanto al comportamiento en presencia de fisuras, ecuación 3, se ha tomado una tenacidad de fractura de $K_{IC} = 40 \text{ MPa m}^{0.5}$.

En la figura 6 se muestra la evolución de la carga máxima, referida a la carga máxima para una armadura sin defectos, en función del tamaño de defecto por corrosión. Se puede apreciar de forma clara que la evolución depende del tipo de daño. La corrosión por picaduras y la fisuración provocan una disminución en la resistencia del acero mayor que la corrosión localizada.

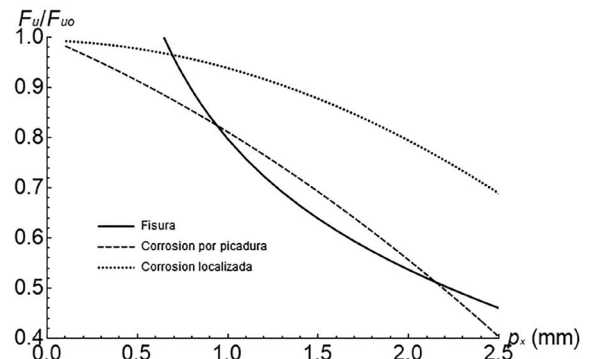


Figura 6. Variación de la resistencia máxima en función del tamaño de defecto por corrosión.

En la [figura 7](#) se muestra la evolución de la carga máxima, referida a la carga máxima para una armadura sin defectos, en función de la pérdida de sección. El tipo de corrosión que es más sensible a la pérdida de resistencia es la que provoca la formación de fisuras, seguido de la corrosión por picaduras y la corrosión localizada. Como se ha comentado, la aparición de fisuras por SCC o HE provoca una elevada concentración de tensiones que pueden conducir a un fallo frágil del componente [\[7\]](#).

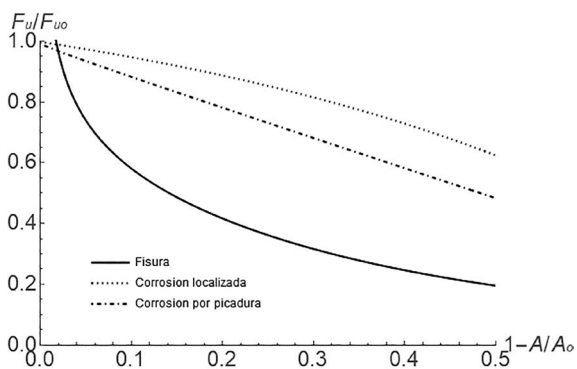


Figura 7. Variación de la resistencia máxima en función de la pérdida de sección.

Por último, es posible cuantificar la pérdida de peso para los casos de corrosión localizada y por picaduras y relacionarla con la variación de resistencia mecánica. Este ejercicio no tiene sentido para el caso de la fisuración puesto que la pérdida de material es mínima y no se puede cuantificar, incluso se puede llegar a producir el crecimiento de una fisura sin pérdida aparente de material. En la [figura 8](#) se comparan los valores teóricos obtenidos, según lo mostrado anteriormente, con los dados por en la literatura por diversos autores [\[13-15\]](#). Los datos experimentales se ajustan entre el comportamiento de corrosión localizada (línea negra continua) y el comportamiento por corrosión con picaduras (líneas azules). Los ensayos que se han realizado en disolución dan lugar a comportamientos que se aproximan al comportamiento de corrosión localizada, sobre todo en los casos en los que se realizan ensayos con altas densidades de corriente. Por otra parte, los ensayos realizados en probetas de hormigón o mortero realizados en condiciones de bajas densidades de corriente dan lugar a la formación de picaduras, más o menos localizadas o aisladas.

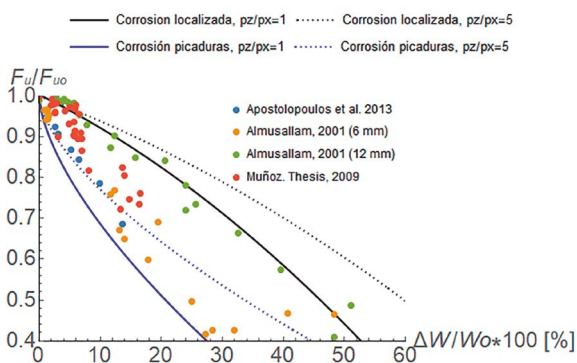


Figura 8. Comparación entre valores experimentales y teóricos.

4.

CONCLUSIONES

El comportamiento mecánico de las armaduras depende de la morfología de los defectos generados por corrosión. Dado que la misma pérdida de peso puede dar lugar a diferentes comportamientos mecánicos, es necesario caracterizar la geometría de los propios defectos para poder estimar su comportamiento mecánico.

Existe dos tipos de comportamiento frágil: i) El comportamiento frágil a escala macroscópica, como consecuencia de la concentración de tensiones producida por la aparición de defectos como picaduras o fisuras. ii) El comportamiento frágil a escala microscópica, en muchos casos relacionado con la fragilización por hidrógeno, que produce una disminución de las propiedades mecánicas a través de la disminución de la tenacidad de fractura, y la aparición de facetas de clivaje en la superficie de fractura.

Por último, desde el punto de vista experimental es fundamental reproducir las condiciones de la corrosión natural en los ensayos acelerados. En función del medio y la intensidad de corrosión se puede llegar a una morfología de ataque por corrosión u otra.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer al Ministerio por la financiación concedida en el Proyecto BIA2013-47892-P.

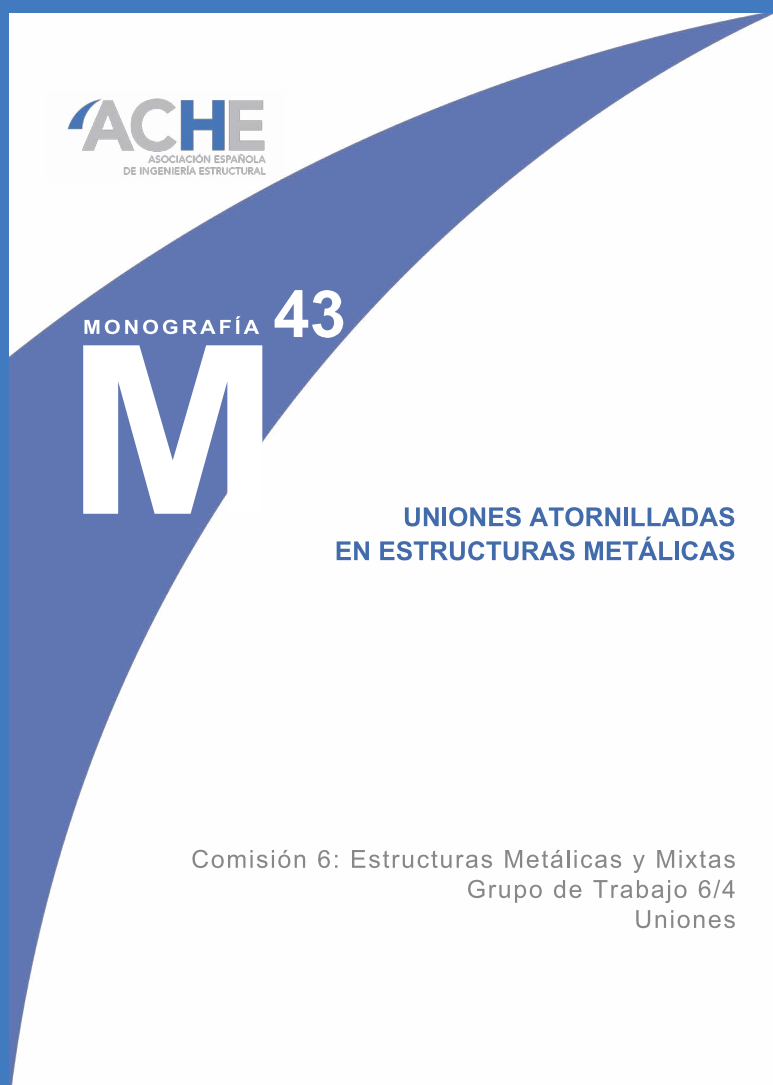
Referencias

- [1] Prieto, M., P. Tanner, and C. Andrade, *Bond Response in Structural Concrete with Corroded Steel Bars. Experimental Results*, in *Modelling of Corroding Concrete Structures*, C. Andrade and G. Mancini, Editors. 2011. p. 231-241.
- [2] Rodriguez, J., et al., *Calculation of structural degradation due to corrosion of reinforcements*. Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties, ed. M.S. KonstaGdoutos. 2006. 527-536.
- [3] de Andres, P.L., J. Sanchez, and A. Ridruejo, *Hydrogen in α -iron: role of phonons in the diffusion of interstitials at high temperature*. Scientific Reports, 2019. 9(1): p. 12127.
- [4] Sanchez, J., J. Fullea, and C. Andrade, *Fracture surface mobility mechanism in high-strength steel wires*. Engineering Fracture Mechanics, 2017. 186(Supplement C): p. 410-422.
- [5] Sanchez, J., J. Fullea, and C. Andrade, *Corrosion-induced brittle failure in reinforcing steel*. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2017. 92(Supplement C): p. 229-232.
- [6] Sanchez, J., et al., *Measurement of hydrogen and embrittlement of high strength steels*. Engineering Failure Analysis, 2016. 59: p. 467-477.
- [7] Elices, M., et al., *Failure analysis of prestressed anchor bars*. Engineering Failure Analysis, 2012. 24(0): p. 57-66.
- [8] Sanchez, J., et al., *Stress corrosion cracking mechanism of prestressing steels in bicarbonate solutions*. Corrosion Science, 2007. 49(11): p. 4069-4080.
- [9] Sánchez, J., et al., *Cálculo de la velocidad de propagación de la fisura debido a fragilización por hidrógeno*. Hormigón y Acero, 2016. 67(280): p. 325-332.
- [10] Castedo, A., et al., *Hydrogen induced changes in structural properties of iron: Ab initio calculations*, in *RILEM Bookseries*. 2012. p. 79-84.
- [11] Sanchez, J., et al., *Ab initio molecular dynamics simulation of hydrogen diffusion in α -iron*. Physical Review B - Condensed Matter and Materials Physics, 2010. 81(13).
- [12] Sanchez, J., et al., *Hydrogen in α -iron: Stress and diffusion*. Physical Review B - Condensed Matter and Materials Physics, 2008. 78(1).
- [13] Almusallam, A.A., *Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*. Construction and Building Materials, 2001. 15(8): p. 361-368.

- [14] Apostolopoulos, C.A., S. Demis, and V.G. Papadakis, *Chloride-induced corrosion of steel reinforcement – Mechanical performance and pit depth analysis*. Construction and Building Materials, 2013. 38(0): p. 139-146.
- [15] Muñoz Noval, A., *Comportamiento de vigas hiperestáticas de hormigón armado corroidas y reparados con mortero. Pérdida de propiedades del acero de refuerzo, y fisuración del recubrimiento de hormigón por corrosión*. 2009, Universidad Politécnica de Madrid.
- [16] Hingorani, R., et al. *Loss of ductility and strength of reinforcing steel due to pitting corrosion*. in *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS 2013*. 2013.
- [17] UNE-ENV-10080, *Acero para armaduras de hormigón armado, Acero corrugado soldable B500, Condiciones técnicas de suministro para barras, rollos y mallas electrosoldadas*. 1996, AENOR.
- [18] Sanchez, J., J. Fullea, and C. Andrade. *Stress corrosion cracking and fracture toughness of High Strength Steels*. in *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS 2013*. 2013.
- [19] Sánchez, J., J. Fullea, and C. Andrade, *High strength steels fracture toughness variation by the media*, in *RILEM Bookseries*. 2011. p. 137-146.
- [20] Sanchez, J., J. Fullea, and C. Andrade, *Fracture toughness variation induced by stress corrosion cracking of prestressing steels*. Materials and Corrosion-Werkstoffe Und Korrosion, 2008. 59(2): p. 139-143.
- [21] Valiente, A., J. Ruiz, and M. Elices, *A probabilistic model for the pearlite-induced cleavage of a plain carbon structural steel*. Engineering Fracture Mechanics, 2005. 72(5): p. 709-728.
- [22] Lynch, S., *A review of underlying reasons for intergranular cracking for a variety of failure modes and materials and examples of case histories*. Engineering Failure Analysis, 2019. 100: p. 329-350.
- [23] Barrera, O., et al., *Understanding and mitigating hydrogen embrittlement of steels: a review of experimental, modelling and design progress from atomistic to continuum*. Journal of Materials Science, 2018. 53(9): p. 6251-6290.
- [24] Traidia, A., E. Chatzidouros, and M. Jouiad, *Review of hydrogen-assisted cracking models for application to service lifetime prediction and challenges in the oil and gas industry*, in *Corrosion Reviews*. 2018. p. 323.
- [25] Martínez-Pañeda, E., A. Golahmar, and C.F. Niordson, *A phase field formulation for hydrogen assisted cracking*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2018.
- [26] Martínez-Pañeda, E. and C.F. Niordson, *On fracture in finite strain gradient plasticity*. International Journal of Plasticity, 2016. 80: p. 154-167.
- [27] Serebrinsky, S., E.A. Carter, and M. Ortiz, *A quantum-mechanically informed continuum model of hydrogen embrittlement*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2004. 52(10): p. 2403-2430.
- [28] Astiz, M.A., *An incompatible singular elastic element for two-dimensional and 3-dimensional crack problems*. International Journal of Fracture, 1986. 31(2): p. 105-124.
- [29] Valiente, A. and M. Elices, *Premature failure of prestressed steel bars*. Engineering Failure Analysis, 1998. 5(3): p. 219-227.

ACHE

MONOGRAFÍAS



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

Refuerzo de estructuras con morteros de ultra-alta resistencia, reforzados con fibras, en capa delgada

Reinforcement of Structures With Ultra-High Strength Mortars, Reinforced With Fibers, in a Thin Layer

Pedro Ángel Madera Arroyo^{* a}

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Mapei Spain, S.A. Product Specialist Construction Line.

Recibido el 7 de junio de 2019; revisado el 22 de mayo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

Se presenta un sistema innovador para el refuerzo de elementos de hormigón en capa delgada con morteros de ultra-alta resistencia armados en masa con fibras metálicas estructurales. El sistema permite reforzar pilares, vigas y forjados de losa maciza, reticulares y unidireccionales de vigueta-bovedilla, mediante el recrecido, de bajo espesor, con morteros con alta resistencia a la tracción y elevadísima resistencia a la compresión, de forma que se obtiene una sección reforzada de mayor capacidad resistente. Se expone el sistema y los ensayos realizados que demuestran su idoneidad técnica para el fin perseguido.

PALABRAS CLAVE: rehabilitación, reparación, refuerzo, alta resistencia, HPC, fibra estructural.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

An innovative system for the reinforcement of thin-layer concrete elements with ultra-high-strength mortars reinforced with structural metal fibers is presented. The system makes it possible to reinforce columns, beams and slabs, solid, reticular and unidirectional, by means of re-shaping, of low thickness, with mortars with high tensile strength and very high compression resistance, so that a reinforced section of greater resistant capacity. The system and the tests carried out that demonstrate its technical suitability for the purpose pursued are exposed.

KEYWORDS: rehabilitation, repair, reinforcement, high strength mortar, HPC, structural fibers.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: pedromadera@mapei.es (Pedro Ángel Madera Arroyo)

Cómo citar este artículo: Madera, P.A.. (2025). Refuerzo de estructuras con morteros de ultra-alta resistencia, reforzados con fibras, en capa delgada. *Hormigón y Acero*. 76(305):39-46. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2624>

1. INTRODUCCIÓN

Los hormigones reforzados con fibras estructurales de acero son materiales que llevan usándose durante décadas y que actualmente se recogen en el Anejo 14 Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras de la Instrucción del Hormigón Estructural EHE [1].

Estos hormigones son realmente materiales compuestos con unas propiedades muy concretas. La adición de fibras de acero estructural a un hormigón de alta resistencia a compresión proporciona un material con grandes ventajas, aparte de aumentar en gran medida la resistencia a tracción y controlar la fisuración, aporta una gran ductilidad al material.

En esta comunicación se presentan una serie de materiales realmente innovadores, fruto de la investigación en los Laboratorios de I+D+i de Mapei, y sus campos de aplicación más habituales.

2. PROPIEDADES TECNOLÓGICAS DE LOS MATERIALES Y USOS PREVISTOS

La gama Planitop HPC son morteros fluidos cementosos reforzados con fibras estructurales de acero distribuidas de manera homogénea dentro de una matriz cementosa con elevadísimas prestaciones mecánicas.

Los que distingue a estos materiales, clasificables como HPFRCC (High Performance Fiber Reinforced Cementitious Concrete), de los morteros tradicionales es su elevadísima resistencia mecánica, ductilidad y tenacidad, lo que le confiere una mayor capacidad de resistencia en la fase plástica (post-fisuración), con un comportamiento que permite sustituir completamente la armadura tradicional. Una vez endurecidos, poseen las siguientes cualidades:

- Altísima resistencia mecánica a la compresión
- Elevada ductilidad
- Elevada resistencia a las cargas cíclicas, al desgaste por abrasión y a los impactos.
- Impermeables al agua
- Óptima adherencia, tanto al hormigón como a las armaduras de acero.

Su uso principal es el refuerzo estructural de elementos de hormigón frente a solicitaciones gravitatorias, sísmicas, impactos y vibraciones: Intervenciones de refuerzo de forjados existentes mediante la aplicación por vertido de recrecidos de bajo espesor, entre 10 mm y 40 mm; refuerzo de pilares mediante encamisado para aumentar la capacidad portante (acción axial, momento flector y cortante). Mediante el confinamiento del hormigón se incrementa la capacidad en términos de desplazamiento, así como la ductilidad de la sección. El alto contenido en fibras permite utilizar el producto con una armadura tradicional extremadamente reducida o, incluso, sin armadura con un espesor de aplicación entre 20 y 40 mm.

Los ensayos más significativos realizados sobre los materiales fueron los de resistencia a compresión, resistencia a la tracción por flexión con resistencia residual y resistencia al corte por rasante.

Además de los anteriores, se realizaron los ensayos que establece la norma EN 1504 Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad, en sus partes 3, Reparación estructural y no estructural, y 6, Anclaje de armaduras de acero, ensayos de adherencia al hormigón (EN 1542) tanto en condiciones normales como tras envejecimiento acelerado, Dureza Shore (ISO 868), retracción endógena, retracción impedida, Resistencia a hielo-deshielo con presencia de sales (EN 12390-9), resistencia a la carbonatación (EN 13295), impermeabilidad al agua (N 12390-8), Resistencia al deslizamiento de barras de acero (EN 1881) entre otros. A continuación de exponen los más significativos.

2.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de los distintos materiales se evaluó en base a dos normas: la norma EN 12190 Determinación de la resistencia a compresión de los morteros para reparación [2], en el que se utiliza probeta de dimensiones 40x40x160 mm, adecuada para morteros que van a ser aplicados en capas de pequeño espesor; y la norma EN 12390-3 Determinación de la resistencia a compresión [3], en la que se utilizan probetas cúbicas de 150 mm de lado, más adecuada para el caso de hormigones.

En el caso de los ensayos realizados de acuerdo a la norma EN 12190, los resultados de rotura media fueron de 130 MPa, mientras que utilizando la norma EN 12390-3 los resultados de rotura medios fueron superiores a 118 MPa.

Tras analizar los valores obtenidos en los ensayos, se estableció como valor característico de resistencia a compresión para los morteros el de 90 MPa, que es el que se utiliza para la realización de los cálculos.

2.2. Resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual

Uno de los valores más importantes en estos morteros es la resistencia residual a la tracción por flexión, ya que en su uso se considera su contribución en zona traccionada, ya que son capaces de soportar tracciones mantenidas con deformación creciente. Para obtener el valor se sometió a ensayo según norma EN 14651:2007+A1:2008 Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas [4]. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual.

El método de ensayo consiste en someter a una serie probetas biapoyadas, de dimensiones 150x150x550 mm, a una carga en el centro creciente para evaluar la resistencia a flexotracción a 3 puntos (figura 1). A las probetas se les practica una entalla de 25 mm en el centro de las mismas en la que se colocan captadores de desplazamiento para medir la abertura de fisura creciente al aumentar la carga F . De esta manera se establece el diagrama de carga-apertura de fisura y se extraen los valores de tensión en la fibra inferior para los escalones de apertura de fisura establecidos en la norma: 0.5 mm, 1.5 mm, 2.5 mm y 3.5 mm.

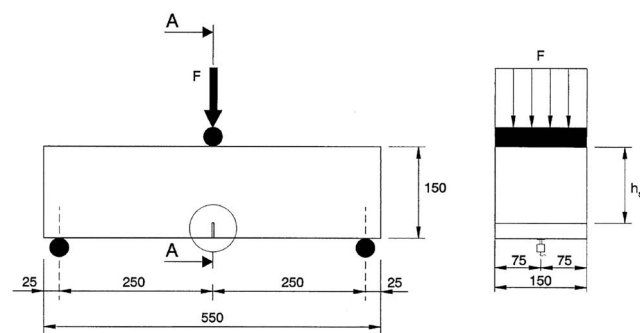


Figura 1. Ensayo de flexotracción según EN 14651.

Se realizaron ensayos tanto sobre especímenes en condiciones normales como sobre especímenes a los que se sometió a ciclos de hielo-deshielo.

Los resultados medios y característicos obtenidos para Planitop HPC y Planitop HPC Floor se recogen en las tablas 1 y 2 respectivamente.

TABLA 1.
Resultados del ensayo Planitop HPC.

ID	$f_{ct,L}$ (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R2} (MPa)	f_{R3} (MPa)	f_{R4} (MPa)
f_m	8.61	10.96	8.64	7.14	5.85
f_k	7.19	8.03	6.11	5.06	4.09
$f_{m,ciclos}$	9.03	11.67	11.19	9.55	7.62

Sobre la base del valor característico se obtienen los siguientes ratios:

$$\frac{f_{R1k}}{f_{ct,Lk}} = 1.12 > 0.4 ; \frac{f_{R3k}}{f_{ct,Lk}} = 0.63 > 0.5$$

El comportamiento post-fisuración se clasifica como 8a.

TABLA 1.
Resultados del ensayo Planitop HPC Floor.

ID	$f_{ct,L}$ (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R2} (MPa)	f_{R3} (MPa)	f_{R4} (MPa)
fm	7.34	12.55	12.70	11.46	9.91
fk	6.11	9.70	10.48	9.33	8.03
fm,ciclos	7.73	13.73	13.52	12.04	10.28

Sobre la base del valor característico se obtienen los siguientes ratios:

$$\frac{f_{R1k}}{f_{ct,Lk}} = 1.59 > 0.4 ; \frac{f_{R3k}}{f_{ct,Lk}} = 0.96 > 0.5$$

El comportamiento post-fisuración se clasifica como 8c. En la figura 2 se muestra el diagrama del ensayo carga-apertura de fisura.

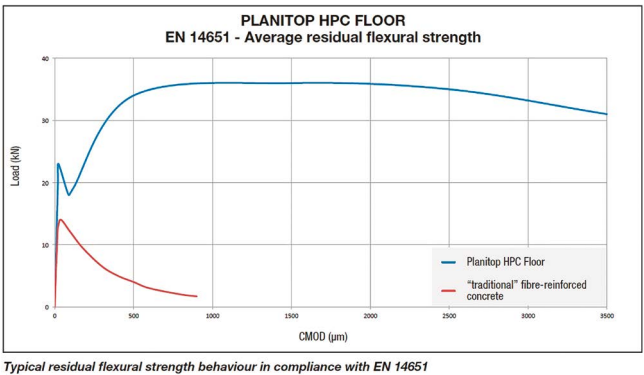


Figura 2. Diagrama del ensayo según EN 14651.

2.3. Resistencia al corte por rasante

El sistema de refuerzo, mediante recrecido con morteros de alta resistencia en capa delgada, se basa principalmente en la unión monolítica de las dos interfaces, hormigón antiguo y mortero de refuerzo, por lo que es fundamental analizar el comportamiento en la situación de rasante entre materiales, ya que del buen comportamiento de este valor depende el poder garantizar que se cumplen las hipótesis de Navier sin la necesidad de realizar acciones adicionales como sería el uso de puentes de unión o conexiones entre superficies con cosido de barras. Si el valor obtenido es superior al de cohesión del hormigón se pueden realizar los cálculos con las normativas vigentes.

Para comprobar la idoneidad del sistema de refuerzo se llevaron a cabo ensayos de adherencia por rasante [5]. Se fabricaron probetas de hormigón de 200x100x100 mm con diferentes tipos de resistencias: C12/15, C16/20 y C20/25; y se prepararon áreas de 100x100 mm en cada una de ellas con diferentes grados de preparación de superficies según se recoge

en el Model Code 2010: superficie lisa, rugosa y muy rugosa, que se recoge en la tabla 3.

TABLA 3.
Clasificación de rugosidad superficial

Clasificación de rugosidad	Rugosidad media Rt (mm)
Liso (a)	< 1.5
Rugoso (b)	1.5 – 3.0
Muy rugoso (c)	> 3.0



Figura 3. Rugosidad de las probetas de hormigón.

El principal objetivo de los ensayos era comprobar el efecto que tiene la rugosidad de la superficie en la adherencia de los morteros de refuerzo para diferentes calidades de hormigón.

Sobre las probetas de hormigón, adecuadamente preparadas como se explicó anteriormente, se procedió a aplicar prismas de los morteros de refuerzo Planitop HPC y Planitop HPC Floor con dimensiones de 100x100x300 mm en parejas (figura 4), y se procedió al ensayo realizando la curva tensión rasante – desplazamiento (figura 5).

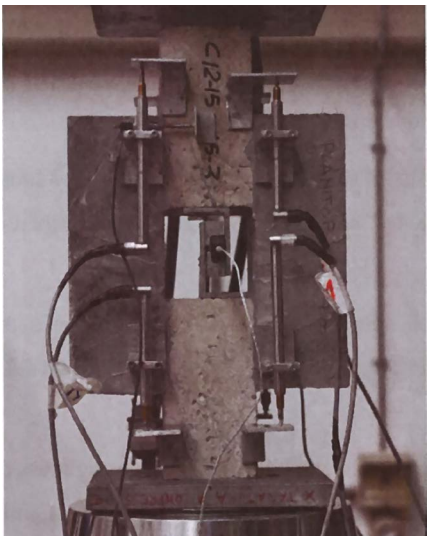


Figura 4. Ensayo de adherencia por rasante.

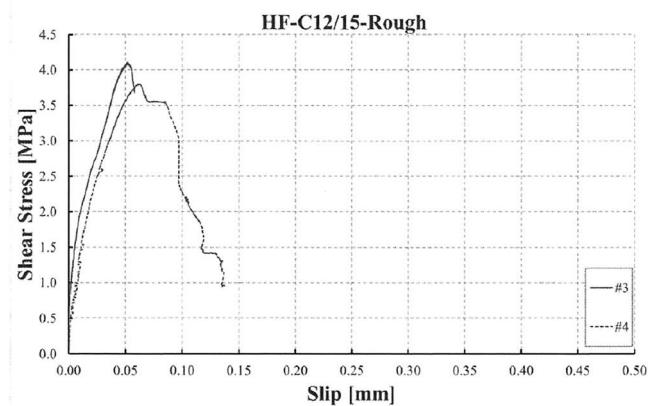


Figura 5. Diagrama tensión rasante - desplazamiento.

Los valores registrados en los ensayos, en función del tipo de hormigón y la preparación del soporte, se recogen en la [tabla 4](#).

TABLA 4.
Resultados del ensayo de rasante para Planitop HPC Floor y Planitop HPC.

	P. HPC Floor			P.HPC
	C12/15	C16/20	C20/25	C16/20
Liso	3.8 MPa	3.9 MPa	4.5 MPa	-
Rugoso	4.0 MPa	3.8 MPa	4.8 MPa	4.0 MPa
Muy rugoso	3.8 MPa	3.9 MPa	4.2 MPa	-

Por los datos obtenidos, que se reflejan en la [tabla 4](#): las tensiones rasantes resistidas son más elevadas que la cohesión del hormigón a tracción; la rugosidad de la superficie influye en poca medida en los resultados, siendo recomendable más la limpieza exhaustiva de la misma más que la rugosidad; y los valores son similares para los hormigones de baja capacidad C12/15 y C16/20 y algo mayores en los hormigones C20/25 como cabía esperar, por lo que se valida su uso.

3. ENSAYOS DE ELEMENTOS A ESCALA REAL

Para evaluar el comportamiento de los refuerzos ejecutados con los nuevos materiales, se realizaron ensayos sobre elementos a escala real dentro del Proyecto DPC-Reluis “Red de laboratorios universitarios de ingeniería sísmica”.

3.1. Pruebas experimentales en nudos viga-pilar de hormigón armado

Las actividades de ensayo se centraron en dos pilares extraídos de un edificio existente de hormigón armado construido en los años 60, en L'Aquila, y dañado por efecto del terremoto de 2009. La estructura de armazón se caracterizaba por la deficiente calidad del hormigón y por detalles de armadura típicos de los edificios existentes diseñados antes de los años 70.

El refuerzo se realizó mediante la eliminación del recubrimiento de la armadura, hasta una profundidad de unos 40 mm, y la posterior reparación con PLANITOP HPC armado con fibras de acero estructural FIBRAS HPC ([figura 6](#)).

Los resultados experimentales resaltan la eficacia del sistema de refuerzo para retrasar la rotura a compresión del pilar y obtener un aumento de resistencia aproximado del 37%. Además, el cuadro de fisuración final revela que el sistema de refuerzo ha logrado impedir el pandeo de las barras de la armadura longitudinal hacia el exterior ([6](#)).



Figura 6. Ensayo sobre pilares.

3.2. Ensayos de forjados de bovedilla cerámica y viguetas de hormigón [7].

Se realizaron dos muestras de forjado gemelas adyacentes, de bovedilla cerámica y viguetas de hormigón, separadas por una junta adecuada, previstas para uso residencial, representativo de un forjado de los años 60 - 70 y dimensionadas según un método de las tensiones admisibles característico en la época de construcción. Los forjados presentaban un solo tramo con 5 m luz entre los apoyos y un espesor total de 200 mm (180 de los bloques de ladrillo y 20 mm de la capa de compresión), igual a 1/25 de la luz ([figura 7](#)). Se sometió a ensayo uno de los forjados tras aplicar una capa colaborante, de 20 mm de espesor aproximado, de PLANITOP HPC FLOOR, sobre la superficie del forjado debidamente preparado ([figura 8](#)). El otro forjado se sometió a ensayo sin refuerzo.

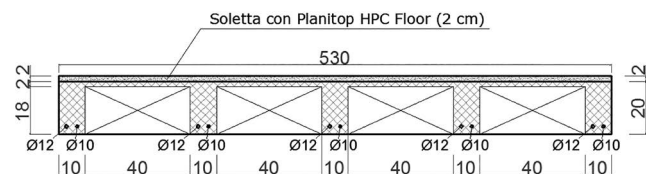


Figura 7. Sección del forjado con capa de refuerzo.

De la comparativa entre el forjado no reforzado (negro) y el forjado gemelo reforzado con PLANITOP HPC FLOOR (rojo), se infiere un incremento de la resistencia a flexión del forjado del 50%; un incremento de la rigidez inicial del 220%, con la consiguiente reducción de la fecha en la fase de servicio; y un incremento de la ductilidad del 125% con el consiguiente incremento de las deformaciones plásticas ([figura 9](#)).



Figura 8. Ensayo sobre forjados.

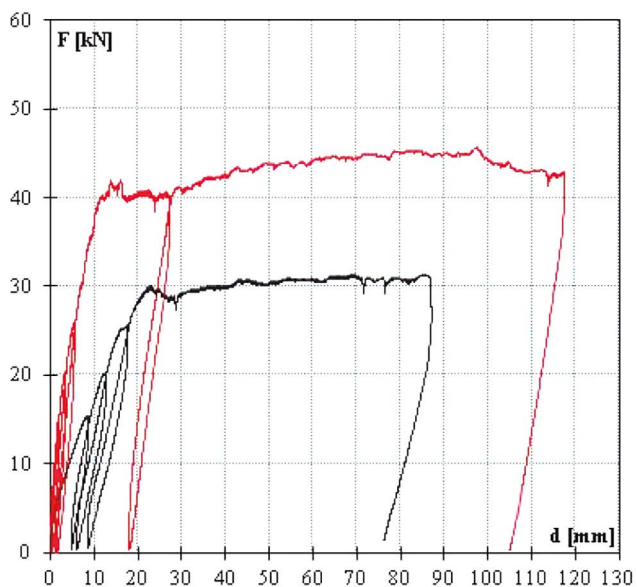


Figura 9. Curvas Carga-flecha central.

4.

DISEÑO DEL SISTEMA DE REFUERZO

Para el diseño del refuerzo se utiliza la Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08 [1] y el Anejo 14 Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras. Los cálculos están basados en las hipótesis siguientes:

- Hipótesis de Navier de las secciones planas.
- Las deformaciones son pequeñas.
- Perfecta adherencia entre acero y hormigón.
- Perfecta adherencia entre el hormigón y el mortero de refuerzo estructural HPC.
- Limitaciones de tensión – deformación según EHE-08.

5.

CAMPOS DE APLICACIÓN Y PUESTA EN OBRA DEL REFUERZO

A continuación se exponen las técnicas de puesta en obra de los morteros de refuerzo HPC.

5.1. Refuerzo de pilares y vigas mediante encamisado

Para aumentar la capacidad portante (acción axial, momento flector y cortante) de pilares de hormigón armado, la intervención se realiza mediante encamisado con microhormigón Planitop HPC.

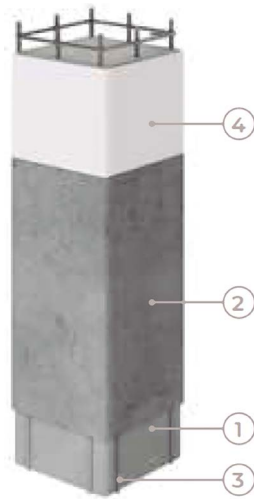


Figura 10. Esquema de refuerzo de pilares

El procedimiento es el siguiente (figura 10):

- Desbastado de la superficie de los pilares mediante escarificación mecánica o hidro-escarificación, con el fin de obtener una rugosidad suficiente para garantizar la adherencia entre el hormigón de base y el hormigón fibrorreforzado (1).
- Realización de conexiones (2) superiores e inferiores para la transmisión de esfuerzos al resto de elementos: cimentación, vigas, losas, capiteles, etc.
- Aspirado de las superficies a restaurar para eliminar por completo cualquier fragmento presente.
- En presencia de armaduras de acero a la vista, se procede a su cepillado y posterior pasivación.
- Realización de un encofrado estanco de los pilares y saturación con agua de la superficie.
- Amasado del mortero PLANITOP HPC en una hormigonera y vertido dentro del encofrado (3).
- Espera de 72 horas antes de proceder al desencofrado.
- Una vez endurecido el mortero proceder al revestimiento final.

La intervención de refuerzo a flexión de una viga de hormigón armado se realiza igualmente mediante encamisado. En este caso, el mortero inferior trabajaría a tracción, como una armadura adicional, y el mortero de los laterales ayudaría a resistir el esfuerzo cortante.

El procedimiento es el siguiente (figura 12):

- Desbastado de la superficie de las vigas con el fin de obtener rugosidad suficiente y aspirado para eliminar polvo y partículas sueltas (1).
- Colocación de encofrado estanco y saturación con agua.
- Amasado del mortero en hormigonera y vertido dentro del encofrado (2).
- Espera de 72 horas antes de proceder al desencofrado.
- Una vez endurecido el mortero proceder al revestimiento final (3).



Figura 11. Refuerzo de pilares de hormigón.



Figura 12. Esquema de refuerzo de vigas.

También puede realizarse el refuerzo de nudos viga-pilar mediante este sistema con el objeto de hacer más dúctiles estos nudos para evitar el colapso frágil (figura 13).

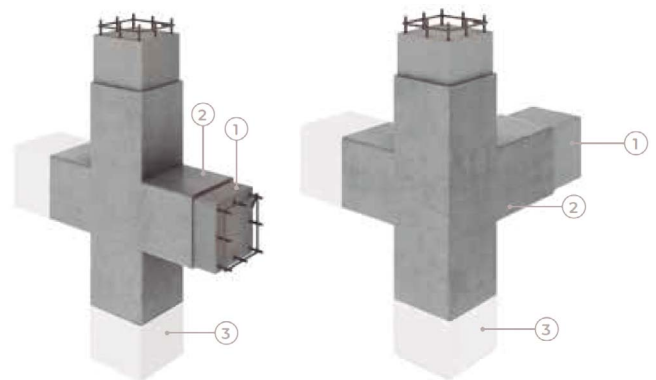


Figura 13. Esquema de refuerzo de nudos.

5.2. Refuerzo de forjados a flexión mediante recrecido con mortero en capa delgada

Planitop HPC Floor permite el refuerzo de forjados de diversas tipologías: forjados de hormigón armado, ya sean de losa maciza, reticulares o unidireccionales de viguetas y bovedillas (figura 14), forjados de vigas metálicas o de vigas de madera.

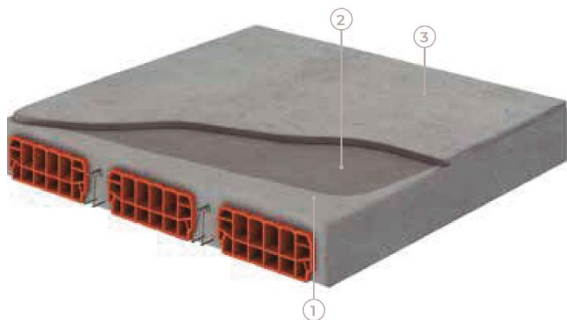


Figura 14. Esquema de refuerzo de forjados.

5.2.1. Preparación de la superficie (2)

Antes de la aplicación del mortero, se debe preparar el soporte para obtener una rugosidad superficial media de al menos 2 mm, eliminar el hormigón deteriorado y no resistente, las lechadas y la suciedad, aspirando todo el polvo y material suelto (figuras 15 y 16). A continuación, se procede a consolidar las áreas de intervención aplicando imprimación Primer 3296 diluido con agua.



Figura 15. Preparación del soporte.

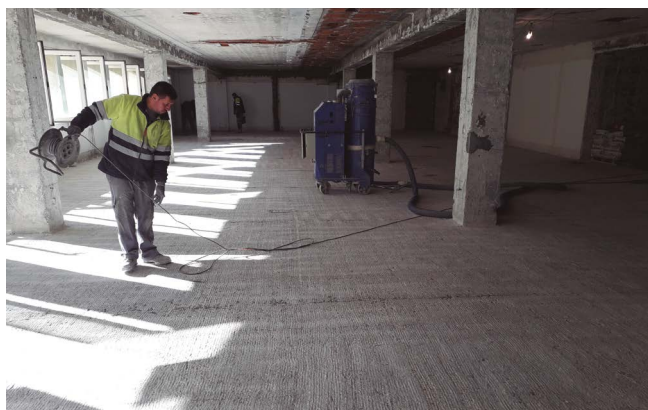


Figura 16. Estado final con la rugosidad requerida.

5.2.2. Amasado de Planitop HPC Floor

El producto se amasa en hormigonera convencional. Se comienza añadiendo agua dentro de la hormigonera y a conti-

nuación se van añadiendo los sacos de Planitop HPC Floor. El amasado debe realizarse durante al menos 12 minutos hasta obtener una masa homogénea, fluida y sin grumos. Una vez amasado, el mortero permanece trabajable durante aproximadamente 1 hora, a +20°C.

5.2.3. Vertido del mortero y curado (3)

El vertido del mortero se realiza directamente sobre la superficie por medios manuales y se extiende con la ayuda de rastrillo controlando el espesor hasta obtener el establecido en proyecto (figuras 17 y 18).

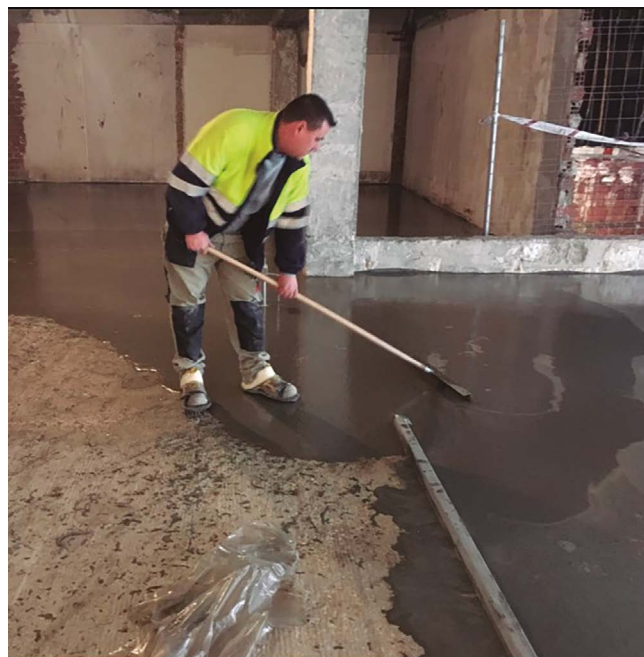


Figura 17. Extendido del mortero.



Figura 18. Extendido y control de espesores.

El mortero no precisa de un curado especial, salvo en periodos calurosos o días ventosos, en los que se recomienda una

especial vigilancia en el curado para evitar que la evaporación rápida del agua de la mezcla pueda causar fisuras superficiales. Simplemente se nebuliza agua cíclicamente sobre la superficie cada 3-4 horas durante las primeras 48 horas.

Referencias

- [1] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008. Anejo 14 Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras.
- [2] UNE-EN 12190:1999 Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Métodos de ensayo. Determinación de la resistencia a compresión de los morteros para reparación.
- [3] UNE-EN 12390-3:2009 Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.
- [4] UNE-EN 14651:2007+A1:2008 Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual).
- [5] Chiwesa, M., Minelli, F., Reggia, A. & Plizzari, G. Evaluating the shear bond between old and new concrete through a new test method. Magazine of Concrete Research, 69(9), 425-435. 2017.
- [6] Informe de ensayo UNINA - Experimental tests on existing RC members strengthened with thin jacketing of high performance fiber reinforced cement composite, shrinkage-free and high ductility, with stiff steel fibers, namely PLANITOP HPC (Mapei S.p.A.).
- [7] Informe de ensayo UNINA – Prova in scala reale su solaio laterocementizio gettato in opera rinforzato con getto integrativo all'estradosso della caldana realizzato con malta cementizia monocomponente ad elevatissime fluidità e prestazioni meccaniche a ritiro compensato e ad elevata duttilità denominata Planitop HPC Floor (Mapei S.p.A.).

Estudio experimental del efecto tamaño en la resistencia a cortante de elementos de hormigón

Experimental Study of the Size Effect on the Shear Strength of Concrete Elements

Fernando Varela Puga^a, Manuel F. Herrador^b, Fernando Martínez Abella^c, Manuel Paredes González^d, Javier Eiras López^e

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Personal investigador.

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor contratado doctor.

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Catedrático de Universidad.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Personal investigador.

^e Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidade da Coruña. Profesor contratado doctor.

Recibido el 7 de junio de 2019; revisado el 20 de abril de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El comportamiento de elementos de hormigón a cortante es un tema de constante debate en el área de la ingeniería estructural. Existe gran distancia entre la realidad del fenómeno y la interpretación de las normativas. Dentro de esto el efecto tamaño se alza como uno de los aspectos a los que es necesario aportar más información empírica.

Con objetivo de mejorar el conocimiento a este respecto, el presente documento describe la campaña experimental sobre vigas de canto elevado, detallando los procedimientos llevados a cabo y los resultados conseguidos hasta la fecha.

PALABRAS CLAVE: ensayos, esfuerzo cortante, normativa, efecto tamaño.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The behaviour of concrete elements subjected to shear stress is and has been in recent time subject of constant discussion on structural engineer area. There is a great distance between the reality of the phenomenon and the standards interpretation, which tend to propose semi-empiric expressions with adjustments based on statistical analysis. Within this, size effect rises as one of the aspects needed of more empiric information.

In order to improve the knowledge in this area, hereby document describes the experimental campaign with high depth beams, detailing the procedures carried out and the results achieved to date.

KEYWORDS: tests, shear stress, standards, size effect.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: f.varela.puga@udc.es (Fernando Varela)

Cómo citar este artículo: Varela, F., Herrador, M.F., Martínez, F., Paredes, M., & Eiras, J. (2025). Estudio experimental del efecto tamaño en la resistencia a cortante de elementos de hormigón. *Hormigón y Acero*. 76(305):47-52. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2651>

1. INTRODUCCIÓN

Ficha de nomenclatura

Ø	Diámetro	f _{ck}	resistencia a compresión	ρ _{s1}	cuantía de armadura longitudinal a compresión
V _u	Cortante último resistido	f _{ti}	resistencia a tracción indirecta	ρ _{s2}	cuantía de armadura longitudinal a tracción
a	Luz a cortante adimensional	f _s	tensión máxima del acero pasivo	ρ _ω	cuantía de armadura transversal
b	Ancho de la viga	f _y	límite elástico del acero pasivo		
d	canto útil	h	Canto de la viga		
EC	módulo de elasticidad	L	longitud de la viga		

La evolución natural de las necesidades de la red viaria nos sitúa en un contexto en el que la estrategia sostenible no consiste siempre en el incremento de la capacidad con nuevas estructuras. Las opciones de mantenimiento y reparación para extender la vida útil, o la ampliación o refuerzo para adaptarse a una nueva situación, pueden ser preferentes y deben ser tenidas en cuenta y analizadas. Desgraciadamente, los códigos estructurales disponibles en general y en España en particular están orientados principalmente al diseño de nuevas estructuras, y presentan carencias que, a la hora de estudiar estructuras existentes, desembocan en una evaluación conservadora. Esto trae como consecuencia que muchas estructuras que podrían ser reforzadas o sencillamente mantenidas son puestas fuera de servicio cuando un análisis con herramientas más precisas, accesibles a los profesionales y no solo a los investigadores, podría servir de fundamento para adoptar la decisión más económica y eficiente con seguridad [1].

En este contexto, la formulación propuesta por las normativas respecto a la resistencia a cortante de secciones de hormigón armado se muestra excesivamente conservadora. En particular, el parámetro que pretende cuantificar la influencia de un fenómeno denominado efecto tamaño [2][3]. Este consiste en una reducción de la tensión media resistida con el aumento del canto de la dimensión representativa de la pieza; es un efecto que está descrito en la literatura pero su cuantificación resulta muy complicada de perfeccionar debido a la dificultad de llevar a cabo ensayos a escalas representativas.

Los autores del proyecto han tenido como objetivo principal la realización de una campaña experimental capaz de aislar adecuadamente la influencia del efecto tamaño en la resistencia a cortante de elementos de hormigón. Para ello se han llevado a cabo ensayos sobre vigas de 1.00 m (SERIE S) y 1.50 m (SERIE M) de canto, con diferentes distribuciones de armadura transversal, o sin ella.

El presente documento expone de manera descriptiva la campaña experimental mencionada, argumentando acerca de las decisiones tomadas durante la misma en aras de obtener unos resultados óptimos para el estudio convenido.

2.

CAMPAÑA EXPERIMENTAL

2.1. Diseño de las vigas

Como se ha mencionado anteriormente, la intención de la campaña experimental ha sido la realización de ensayos que permitan aislar de manera adecuada el efecto tamaño. El punto de partida para esto ha sido la elección de unas bases de diseño de las vigas que permitan eliminar las variables espurias. Tendiendo esto en cuenta, las bases de diseño han sido:

- Elección de dimensiones homotéticas para las vigas, para facilitar la comparación de resultados.
- Relación entre la distancia al apoyo del punto de aplicación de carga y el canto (luz de cortante adimensional, en el entorno de 2.5 a 2.9 para evitar la aparición del efecto arco [4].
- Luz suficiente para realizar dos ensayos de cortante sobre cada una de las vigas, atendiendo a la limitación anterior sobre la luz de cortante.
- La elección de la armadura transversal tiene como referencia la armadura mínima requerida por el EC2 [4], 1.012 %. Asimismo, en cada serie se ensaya al menos una viga con esta cuantía transversal, otra con una cuantía significativamente superior y una sin armadura transversal.

La aplicación de estos criterios ha dado lugar a un total de 7 vigas, cuyas características aparecen detalladas en la [tabla 1](#) y la [figura 1](#). Es importante destacar que en el momento de la redacción del presente documento está prevista la realización de ensayos sobre una serie de vigas de mayores dimensiones, denominada serie L, con dos metros de canto.

Nótese que se hace referencia a 3 cuantías de armadura transversal; estas aparecen en la tabla al lado del nombre de la serie y aluden al diámetro de los cercos.

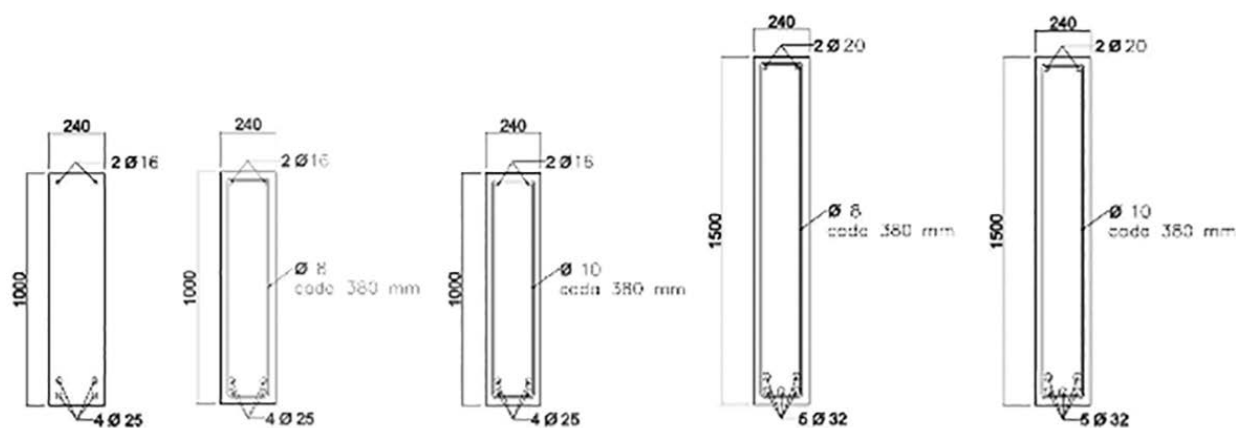


Figura 1. Diseño de las secciones del proyecto.

TABLA 1.
Dimensiones principales de las vigas ensayadas

Nombre	h (m)	b (m)	L (m)
S_T8A	1.00	0.24	6.00
S_T10A	1.00	0.24	6.00
S_T8B	1.00	0.24	6.00
S_T10B	1.00	0.24	6.00
S_NT	1.00	0.24	6.00
M_T8	1.50	0.24	9.00
M_T10	1.50	0.24	9.00

La elección de realizar el cambio de cuantía de armadura transversal mediante el cambio de diámetro de los cercos radica en minimizar la variable de la posición de los cercos y poder mantener la distancia en todas las series de vigas.

TABLA 2.
Propiedades de las secciones de las vigas

Serie	ρ_{s1}	$\rho_{s2'}$	ρ_w	d (m)
S_T8A	0.00818	0.00168	0.001102	0.9245
S_T10A	0.00818	0.00168	0.001722	0.9225
S_T8B	0.00818	0.00168	0.001102	0.9245
S_T10B	0.00818	0.00168	0.001722	0.9225
S_NT	0.00818	0.00168	-	0.9325
M_T8	0.01117	0.00175	0.001102	1.429374
M_T10	0.01117	0.00175	0.001722	1.428373

En todas las vigas el recubrimiento es de 30 mm.

2.2. Materiales

La ejecución material del diseño de las vigas se llevó a cabo en la fábrica de prefabricados de hormigón PRECON, en Vilagarcía de Arousa (Pontevedra). Durante el proceso de fabricación se recogieron probetas de hormigón del material usado en las vigas (ver tablas 4 y 5) y barras corrugadas de los acopios y bobinas del acero usado en la armadura (ver tabla 6).

TABLA 3.
Propiedades hormigón serie S

Viga	Días para ensayo	fc _m día del ensayo (MPa)	f _{ti} (MPa)	EC (MPa)
S_T8A	136	55.07	4.17	31076
S_T10A	249	57.78	4.14	30937
S_T8B	327	55.16	4.12	31076
S_T10B	418	56.46	3.92	30937
S_NT	433	54.99	3.95	31076

TABLA 4.
Propiedades del hormigón de la serie M

Viga	Días para ensayo	fc _m a 28 días (MPa)	fc _m día del ensayo (MPa)	f _{ti} a 28 días (MPa)	EC (MPa) 28 días
M_T8	57	48.21	52.50	4.38	31235
M_T10	79	48.21	52.59	4.38	31235

Por importantes inconvenientes logísticos e intentando que las probetas de hormigón permanecieran en las mismas condiciones que las vigas, en la serie S se tuvo que ajustar las fechas de caracterización a las fechas de ensayo, por ese motivo no existen datos de rotura a 28 días.

TABLA 5.
Propiedades del acero pasivo

Serie	Ø (mm)	f _s (MPa)	f _y (MPa)
S	8	695.03	606.616
S	10	682.50	559.25
S	16	658.79	556.215
S	25	691.27	558.461
M	8	687.88	575.52
M	10	707.11	578.81

2.3. Procedimiento de ensayo y disposición del espécimen

El ensayo de un espécimen consta de 2 partes diferenciadas: fisuración y rotura. La tabla 7 muestra los parámetros de la disposición de ensayo de las diferentes vigas. Se deja constancia aquí que se decidió un cambio del sistema de ensayo tras el colapso del espécimen S_T10A, para incurrir en una rotura con menor carga de flexión.

TABLA 6.
Parámetros de disposición de ensayo

Especimen	a (luz adimensional de cortante)	Vano Cortante (m)	Vano largo (m)
S_T8A	2.7	2.5	3.3
S_T10A	2.7	2.5	3.3
S_T8B	2.5	2.3	3.5
S_T10B	2.5	2.3	3.5
S_NT	2.5	2.3	3.5
M_T8	2.5	3.55	5.25
M_T10	2.5	3.55	5.25

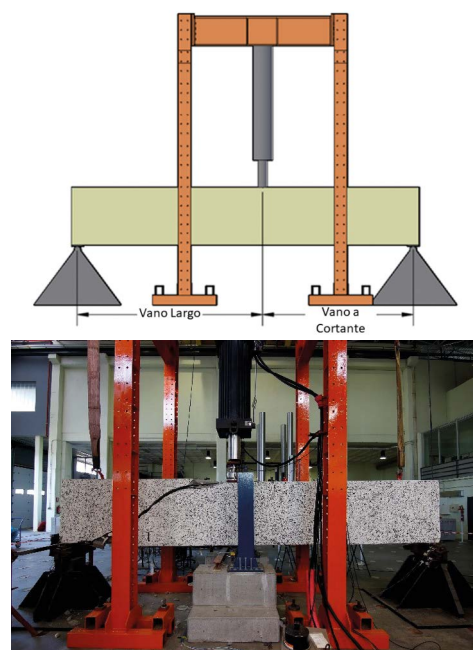


Figura 2. Disposición de ensayo.

2.3.1. Fisuración

Esta parte del proceso del ensayo tiene como objetivo conocer el patrón de fisuración que tendrá la viga en el vano a cortante. En dicho vano se generará la fisura crítica que dará lugar al colapso del espécimen. Para llevarlo a cabo, se ha cargado mediante un gato hidráulico de gran capacidad por escalones de desplazamiento. Se consideró como el método más seguro de carga el control de desplazamiento, para el que se estableció una velocidad del pistón de 0.05 mm/min.

El sentido de conocer el patrón de fisuración es el de poder colocar los sensores de desplazamiento de manera óptima para estudiar la apertura de fisura.

2.3.2. Rotura

Tras llevar a cabo la fisuración y colocar en posición óptima los sensores de desplazamiento (figura 4), se vuelve a cargar la viga mediante escalones de desplazamiento hasta colapso.

2.4. Instrumentación

Como se comentó en el apartado anterior, en un paramento lateral de la viga se colocan sensores de desplazamiento anclados mediante adhesivo pretendiendo captar en la medida de lo posible la evolución de las fisuras en el vano a cortante (ver figura 3 y figura 4). Además de estos sensores colocados en una de las caras laterales de la viga, bajo el punto de aplicación de carga se ha dispuesto otro sensor de desplazamiento para registrar la flecha de la viga.

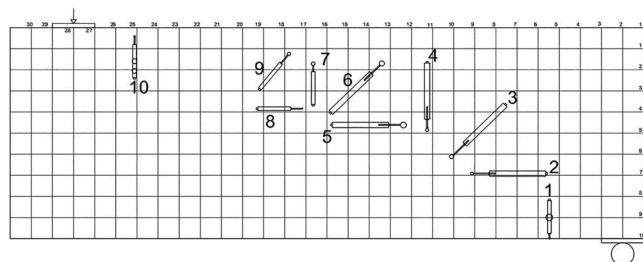


Figura 3. Ejemplo de posición de sensores antes de la fisuración en el vano a cortante.

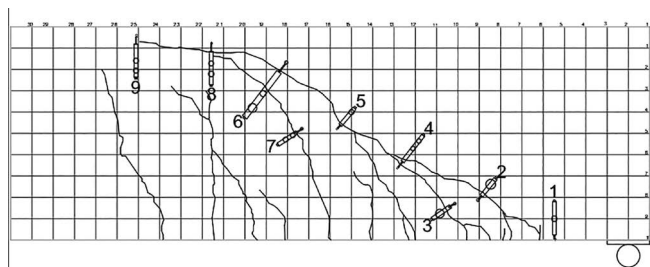


Figura 4. Reposicionamiento de sensores de desplazamiento para ensayo de rotura en el vano a cortante.

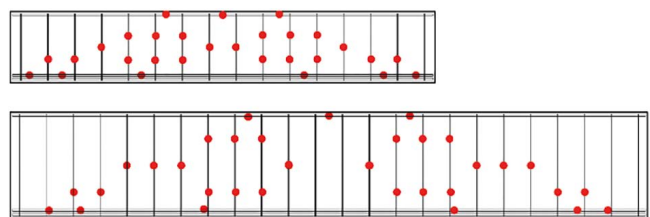


Figura 5. Posicionamiento de las galgas extensométricas en la armadura.

Además de esta instrumentación resistiva se han colocado un elevado número de galgas extensométricas en la armadura pasiva (figura 5).

3.

RESULTADOS

Los resultados obtenidos en las vigas ensayadas hasta el momento se muestran en las figura 6 y figura 7 (resumidas en la tabla 8). Es de destacar que en los ensayos realizados sobre las vigas S_T8A y S_T10A la luz de cortante adimensional utilizada ha sido de 2.7. Consecuencia de esto, el agotamiento de la viga con mayor cuantía armadura transversal fue por flexo-cortante, plastificando la armadura transversal. Tras este ensayo se decidió reducir la luz de cortante adimensional a 2.5, lo que permitió obtener una rotura a cortante de la viga S_T10B sin incurrir en el efecto arco y sin hacer plastificar la armadura inferior. Se optó por este cambio con el objetivo de analizar el cortante con una menor interacción con la flexión. De esta manera, en un futuro, se podrá obtener más información de los datos obtenidos para analizar el comportamiento de los diferentes mecanismos que actúan en la resistencia a cortante.

TABLA 7.

Resumen de resultados

Viga	Carga de fisuración (kN)	Carga de rotura (kN)	Cortante último (kN)
S_T8A	438.87	622.74	354.73
S_T10A	591.41	714.61	407.06
S_T8B	463.51	546.25	328.571
S_T10B	552.00	709.08	426.528
S_NT	-	213.38	128.35
M_T8	616.19	837.48	497.40
M_T10	460.95	1125.60	668.52

Se debe destacar que en el ensayo sobre la viga S_T10A el sensor de desplazamiento que captaba la flecha bajo el punto de carga se ve comprometida su integridad, por ese motivo el registro de la flecha se hace a través del sensor de desplazamiento del actuador hidráulico.

4.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CÁLCULOS EFECTUADOS CON NORMATIVAS VIGENTES

Se presenta en esta sección un análisis preliminar de los resultados. Para ello en las tablas 9 y 10 se realiza una comparativa de los cortantes últimos obtenidos en los ensayos de las vigas estudiadas con los calculados mediante la formulación propuesta por diferentes normativas: EHE 08 [6], EUROCODE 2 [5] y ACI 318-19 [7].

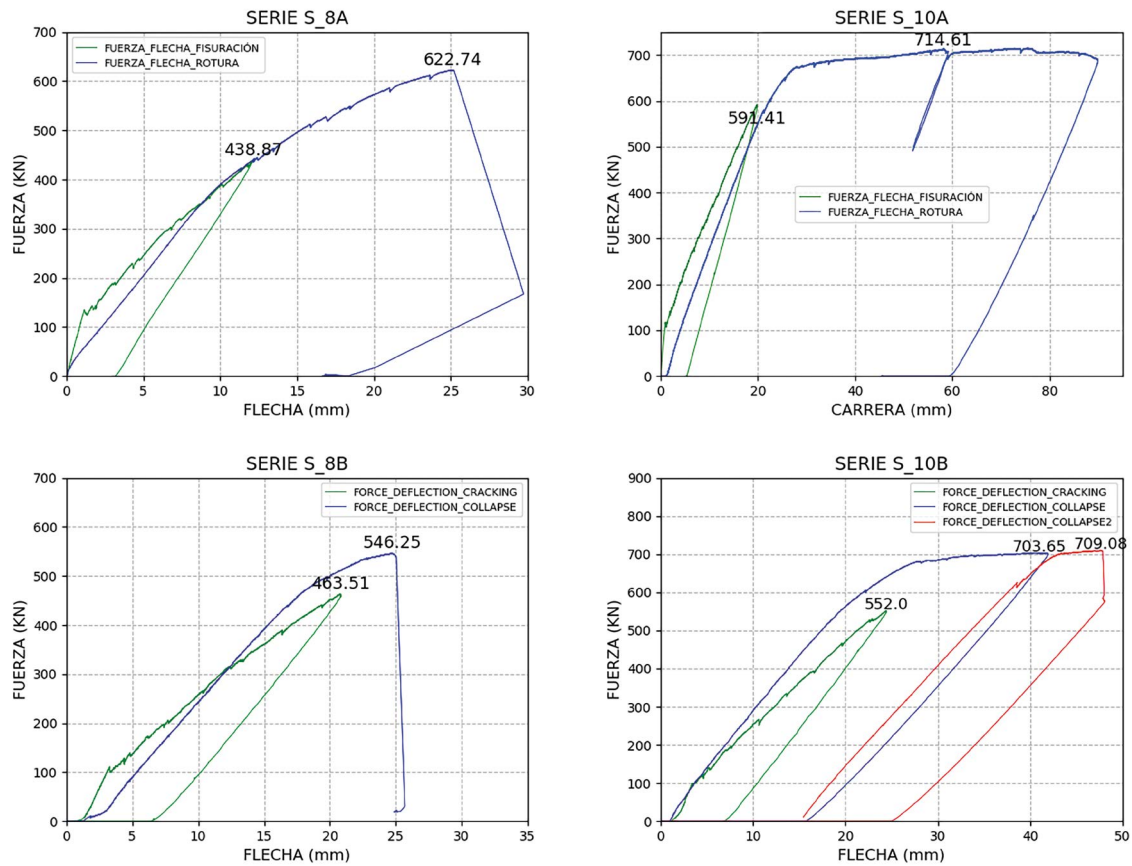


Figura 6. Evolución fuerza flecha de las vigas de las serie S.

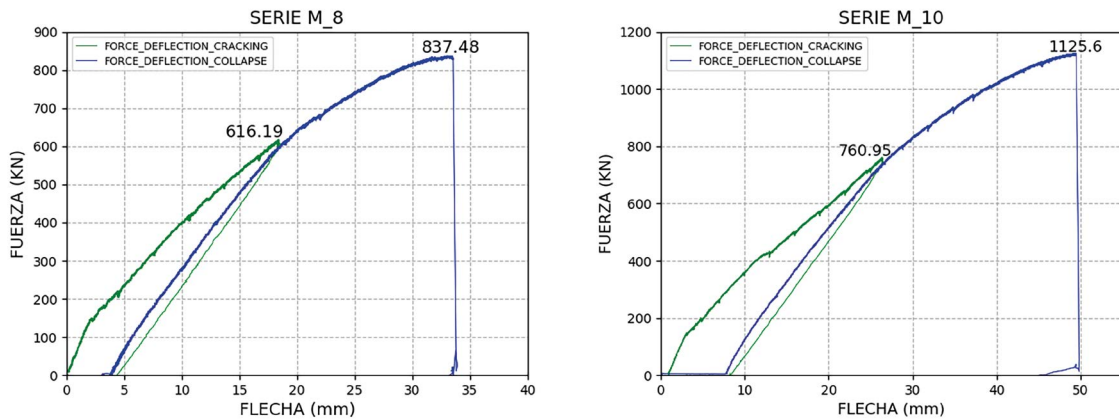


Figura 7. Evolución fuerza-flecha de las vigas de las serie M.

TABLA 8.

Vu obtenidos en los ensayos y los calculados por las normativas EHE 08, EC2 2010 y ACI 318-19

Viga	Vu (kN)	Vu según EHE 2008 (kN)	Vu según EC2 2010 (kN)	Vu según ACI 318-19 (kN)
S_T8A	354.7	307.0	133.5	278.2
S_T10A	407.1	367.9	191.9	340.0
S_T8B	328.6	307.1	133.5	278.3
S_T10B	426.5	366.6	191.9	338.2
S_NT	128.4	220.3	209.6	145.3
M_T8	497.4	470.6	195.9	398.6
M_T10	668.5	581.9	307.4	510.1

TABLA 9.

Diferencia porcentual entre los Vu de los cálculos propuestos por las normativas y el Vu real

Viga	Diferencia según EHE (%)	Diferencia según EC2 (%)	Diferencia según ACI (%)
S_T8A	15.5	165.7	27.5
S_T10A	10.6	112.1	19.7
S_T8B	7.0	146.1	18.0
S_T10B	16.4	122.2	26.1
S_NT	-41.7	-38.8	-11.7
M_T8	5.7	153.9	24.8
M_T10	14.9	117.5	31.1

5.

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS

Los datos obtenidos en la campaña experimental y su comparación con los modelos predictivos presentados indican una importante diferencia entre las normativas y la realidad. Queda constancia también la importante dispersión de resultados obtenidos entre los diferentes modelos referente a la capacidad de la resistencia a cortante real, mostrando de esta manera la necesidad crítica de consensuar un modelo predictivo que permita la optimización de la evaluación y diseño de elementos de hormigón armado frente esfuerzos cortantes en todo el mundo.

En la actualidad se sigue trabajando sobre vigas de elevadas dimensiones como las del estudio presentado, con la intención de realizar ensayos sobre vigas de 2 m de canto (serie L). Tal y como se ha comentado en la introducción del documento, la investigación abordará la parametrización del efecto tamaño y su uso en las normativas internacionales.

En posteriores campañas se realizará un análisis experimental sobre las mismas vigas ensayadas con objeto de estudiar

la aplicación de refuerzos sobre zonas dañadas con materiales avanzados: polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) y aleaciones con memoria de forma (SMA).

Agradecimientos

Los autores de este documento agradecen a las universidades de A Coruña (UDC), Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Illes Balears (UIB) y Universidad Politécnica de Valencia (UPV), sedes de los grupos de investigación que han realizado este estudio y los medios experimentales que han puesto a su disposición. La investigación ha sido posible gracias al proyecto coordinado HORVITAL (Referencias: BIA2015-64672- C4-4-R; BIA2015-64672- C4-3-R), financiado por el Ministerio de Economía, Industria y Competencia.

Referencias

- [1] D. F. Wiśniewski, J. R. Casas, and M. Ghosn, "Codes for safety assessment of existing bridges-current state and further development," *Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng.*, vol. 22, no. 4, pp. 552–561, 2012.
- [2] Z. P. Bažant, "Size effect on structural strength: a review," *Arch. Appl. Mech. (Ingenieur Arch.)*, vol. 69, no. 9–10, pp. 703–725, Nov. 1999.
- [3] A. Carpinteri, B. Chiaia, and G. Ferro, "Size effects on nominal tensile strength of concrete structures: multifractality of material ligaments and dimensional transition from order to disorder," *Mater. Struct.*, vol. 28, pp. 311–317, 1995.
- [4] Ruddle, M. E., Rankin, G. I. B., & Long, A. E. (2003). Arching action-flexural and shear strength enhancements in rectangular and Tee beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 156(1), 63–74.
- [5] CEN, Eurocode2. Design of Concrete Structures. Part 1-1:General rules and rules for buildings. En1992-1-1. Brussels, 2004
- [6] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE- 2008, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [7] ACI 318-19, American Concrete Institute Building Code Requirements for Structural Concrete.

Evaluación estructural de una torre de refrigeración y una torre de gasificación previamente y durante su demolición por detonación

Structural Evaluation of the Cooler Tower and Gasification Tower Before and During Their Explosive Demolition

Antonio Manuel Bueno Bleda^{a,*}, Jacinto R. Carmona^b y Juan Rey-Rey^c

^a Arquitecto Máster en Estructuras de Edificación. Jefe de equipo en Mecanismo Ingeniería.

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Asociado en Mecanismo Ingeniería y Prof. Asociado en ETSAM (UPM).

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director en Mecanismo Ingeniería y Prof. Asociado en ETSAC (UDC).

Recibido el 14 de junio de 2019; revisado el 17 de febrero de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

La normativa actual determina los requisitos mínimos para la ejecución de nuevas estructuras o para la rehabilitación de las estructuras existentes, pero no indica de forma específica las bases de cálculo ante la ejecución de actuaciones previas y análisis de la demolición de estructuras de hormigón armado. En este artículo se presenta el análisis llevado a cabo para la evaluación de la repercusión de las actuaciones previas a la demolición y el modelado del proceso de caída de una torre de refrigeración y una torre de gasificación de dos edificaciones pertenecientes a una planta termoeléctrica del tipo gasificación integrada en ciclo combinado.

PALABRAS CLAVE: demolición, detonación con explosivos, caída de edificio, análisis límite, colapso.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Current regulations determine the minimum requirements for structural design of new and existing structures, but it does not specifically indicate the calculation basis for the previous operations and analysis of the demolition of reinforced concrete structures. This article presents the analysis carried out for the previous operations and downfall of the Cooler Tower and Gasification Tower at a power Station.

KEYWORDS: demolition, explosive detonation, building downfall, limit analysis, collapse.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: antonio.bueno@mecanismo.es (Antonio Bueno)

Cómo citar este artículo: Bueno, A.M., Carmona, J.R., & Rey-Rey, J. (2025). Evaluación estructural de una torre de refrigeración y una torre de gasificación previamente y durante su demolición por detonación. *Hormigón y Acero*. 76(305):53-60. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2713>

1. INTRODUCCIÓN

La demolición de edificios es un campo del conocimiento dentro de la ingeniería estructural no contemplado de forma específica por la normativa actual [1]. Si se regula a través del REAL DECRETO 105/2008, de 1 de febrero, la producción y gestión de los residuos de construcción y su demolición [2-3].

La demolición o derribo es la última fase dentro del periodo de vida de un edificio, a través del cual se permite la eliminación de todos los sistemas que lo componen.

El tamaño del edificio, su número de plantas, su configuración arquitectónica, estructural y de instalaciones, junto a los

condicionantes externos como edificios y espacios próximos, determinan las estrategias a adoptar en cada caso específico. En el caso de la mayoría de edificios, con alturas inferiores a 5 plantas, la demolición se realiza mediante medios mecánicos y manuales usualmente utilizados en las labores de ejecución de edificios de nueva planta y rehabilitación de edificios existentes.

Para edificios de mayor envergadura y singularidad, es necesario implementar técnicas complementarias, como la utilización de explosivos, que permitan garantizar la demolición.

2.

DESCRIPCIÓN DE LAS INTERVENCIONES

El presente artículo muestra el estudio y análisis estructural llevado a cabo en el proyecto de demolición por detonación de la torre de refrigeración y torre de gasificación dentro de una planta termoeléctrica del tipo gasificación (figura 1).



Figura 1. Plano de situación de las dos torre.

2.1. Torre de refrigeración

La torre de refrigeración es el primero de los dos edificios a demoler (figura 2). Está ejecutado mediante una estructura de cáscara de hormigón armado con geometría de hiperboloide apoyada sobre pilares inclinados de hormigón armado de sección circular.



Figura 2. Vista de la torre de refrigeración a demoler.

La torre se cimenta sobre zapatas aisladas de hormigón armado.

2.2. Torre de gasificación

La torre de gasificación es el segundo de los dos edificios a demoler en la central térmica (figura 3). Está ejecutado mediante una estructura de muros y losas macizas de hormigón armado con geometría ortoédrica.

La torre se cimenta sobre una losa pilotada de hormigón armado.



Figura 3. Vista de la torre de gasificación a demoler.

3.

BASES DE CÁLCULO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de la demolición de ambos edificios comprende las siguientes fases:

- 1- Análisis del estado actual.
- 2- Análisis por etapas de los trabajos de preparación de la demolición por detonación (aperturas de huecos/ventanas para instalación de explosivos y demoliciones selectivas).
- 3- Análisis de la capacidad estructural en la situación previa a la demolición ante acciones climatológicas.
- 4- Modelación de la caída del edificio.

Todas estas fases son modeladas dentro de un análisis estructural no lineal por etapas para analizar la evolución de las deformaciones y esfuerzos de los diferentes elementos críticos.

Para el análisis de las situaciones anteriormente descritas se parte de la información existente de ambos edificios y del levantamiento de datos realizados para determinar la geometría real.

3.1. Análisis del estado actual

La primera de las etapas corresponde con el estado actual de ambas estructuras. Se realiza un modelo de cálculo con el programa ETABS [4] introduciendo las características geométricas, materiales y cargas con las que se han ejecutado ambos edificios.



Figura 4. TR - Vista modelo cálculo - Estado actual.

La torre de refrigeración (TR) se ejecuta mediante una cáscara de hormigón armado de geometría basada en un hiperboloide apoyada sobre pilares inclinados circulares, con hormigón HA-30 y acero AEH 500 (equivalente al actual B500S). Los espesores de la cáscara van desde 175 – 190 mm en el fuste de la torre hasta 800 – 900 mm en los anillos superior e inferior (figura 4).

La torre de gasificación (TG) consta de una estructura de muros de espesor 40 cm y losas macizas de hormigón armado de espesores entre 25 – 35 cm, con hormigón HA-25 y acero AEH 400 (equivalente al actual B400S) según lo indicado en los planos originales de proyecto (figura 5).



Figura 5. TG - Vista modelo cálculo - Estado actual.

En el interior de la torre de gasificación aparecen estructuras metálicas que dan soporte a equipos y se modelan en los cálculos como cargas aplicadas sobre la estructura principal de hormigón armado.

3.2. Trabajos previos a la demolición

Para la demolición por detonación de ambos edificios, se planifica una intervención con apertura de huecos y ejecución de barrenos en posiciones estratégicas que permitan derribar los edificios para desarrollar las labores de desmantelamiento posteriores.

La definición de las estrategias de demolición son clave para determinar el modo final de caída del edificio. Durante las fases de preparación se deberá garantizar la seguridad estructural para evitar el colapso de la estructura debido a estas intervenciones verificando su estabilidad, resistencia y rigidez.

Para la torre de refrigeración se define una estrategia mediante la apertura de 6 ventanas en simetría polar con el eje central del hiperboloide (figura 6):

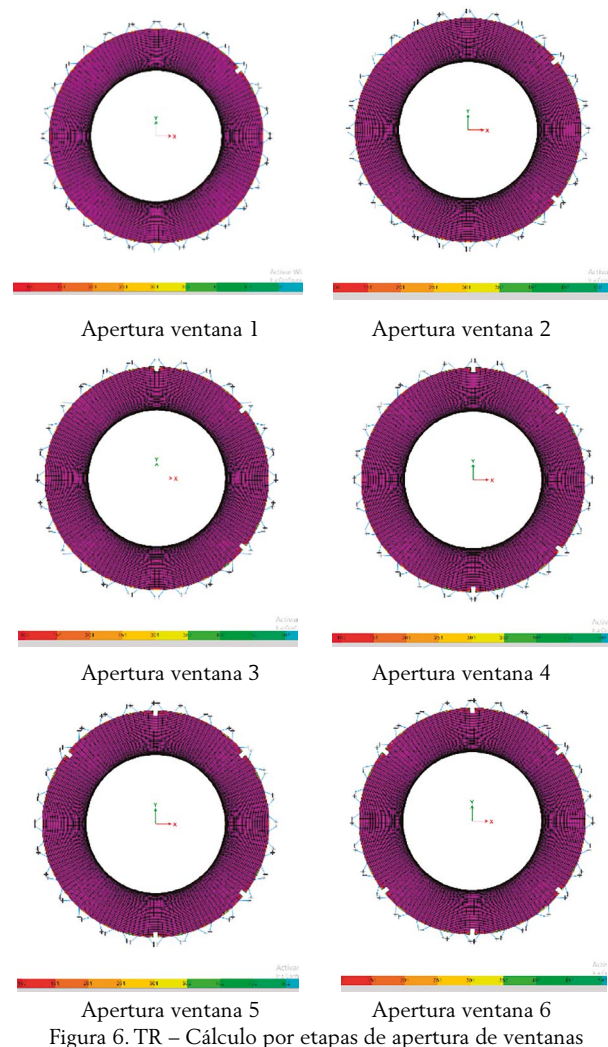
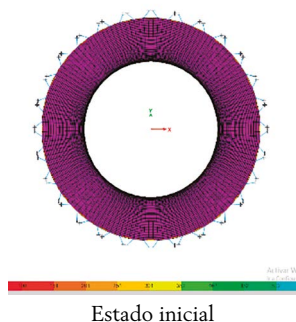


Figura 6. TR – Cálculo por etapas de apertura de ventanas

A través de este análisis de apertura de ventanas por etapas se examina la respuesta de la estructura y de las tensiones en su entorno debido a las irregularidades generadas en el funcionamiento por forma de esta estructura hiperbólica (figura 7).

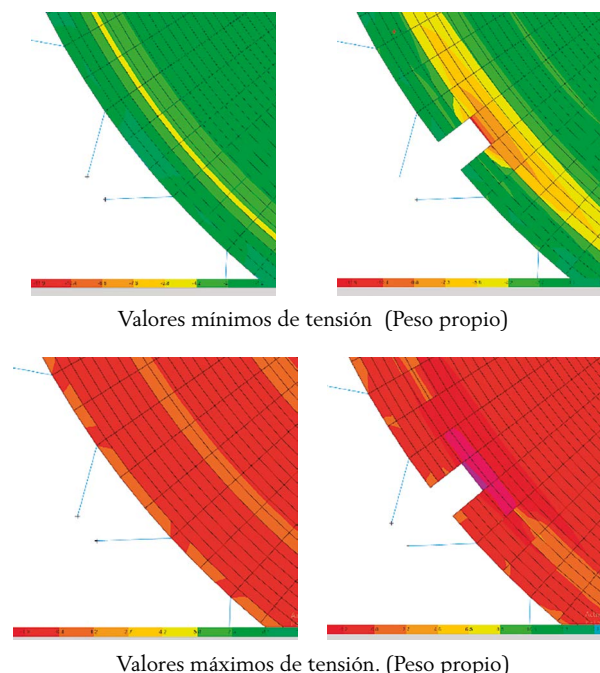


Figura 7. TR – Cálculo por etapas de apertura de ventanas.

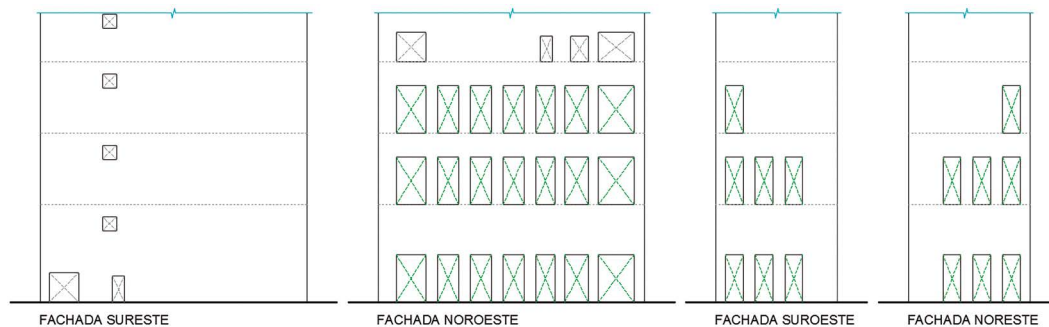


Figura 8. Alzados de apertura de huecos en fachadas.

Mapa de fuerzas de compresión máximas

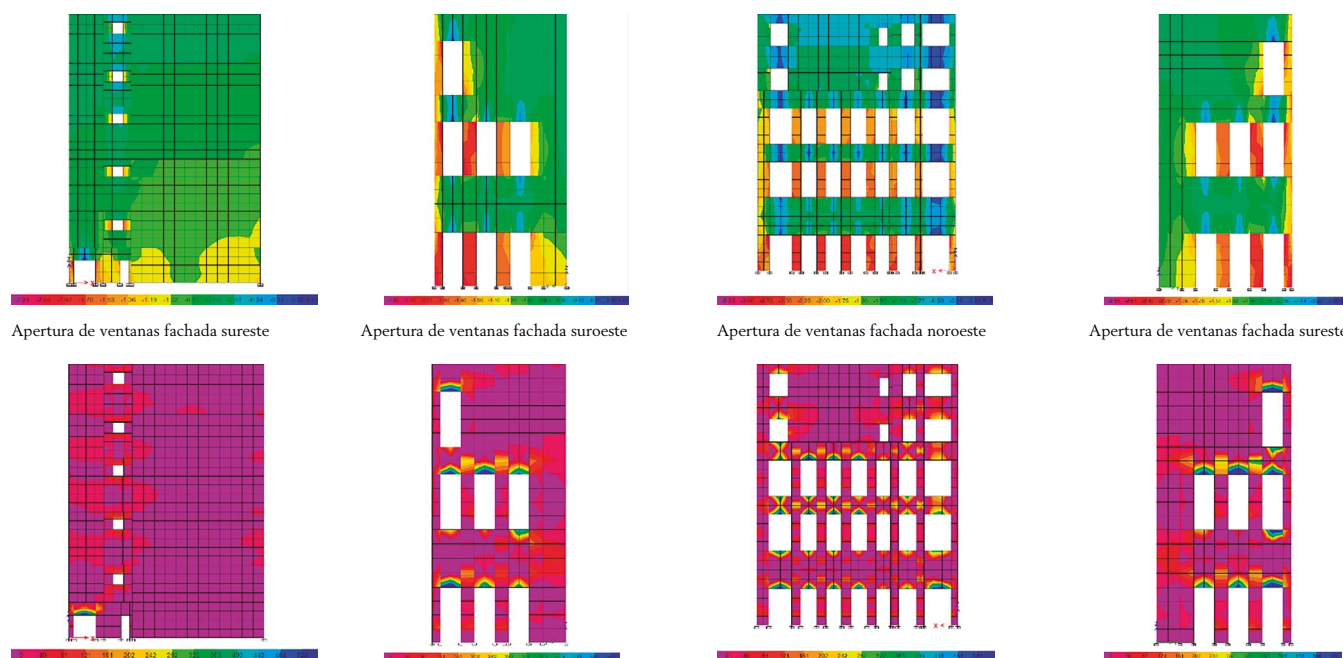


Figura 9. Mapa de fuerzas de compresión y tracción máximas.

Para la torre de gasificación, se plantea la ejecución de ventanas en las tres primeras plantas de la fachada noroeste, y ventanas en las fachadas suroeste y noroeste favoreciendo la eliminación de una cuña frontal que fuerce la caída del edificio en ese sentido (figuras 8 y 9) a través de la formación de una charnela que permita el giro del edificio generado en la fachada sureste.

3.3. Estado previo e inicial de la demolición

Tras la realización de los trabajos previos a la demolición, el plazo de realización de la detonación se plantea inferior a dos meses. Durante ese periodo, situado entre los meses de verano, la acción climatológica predominante sería el viento, por lo que en ambos edificios se analiza una situación no lineal de viento aplicada a partir de las etapas descritas en los apartados anteriores. Con ello se verifica el comportamiento de ambas estructuras frente a la acción de viento definida por la normativa para su situación en el territorio.

En la torre de refrigeración, el viento genera una acción asimétrica con desplazamientos globales mínimos sobre la estructura (figura 10), pero en el entorno de las ventanas se incrementan las tensiones hasta límites considerables. En previsión a este comportamiento, se determina un protocolo con ejecución de esquinas circulares en huecos para evitar concentración de tensiones que pudieran favorecer la aparición de fisuras con efectos no deseados.

Se aprecian las concentraciones de tensiones debido a la acción del viento, pudiendo estas generar la aparición de fisuras que puedan comprometer el comportamiento por forma de la cáscara de hormigón armado (figura 11).

En la torre de gasificación, el estado inicial con la apertura de huecos genera un desplome del edificio debido a la concentración de las deformaciones en las porciones de muro que se mantienen, obteniendo una relación de desplome en torno a H/7600 (figura 12).

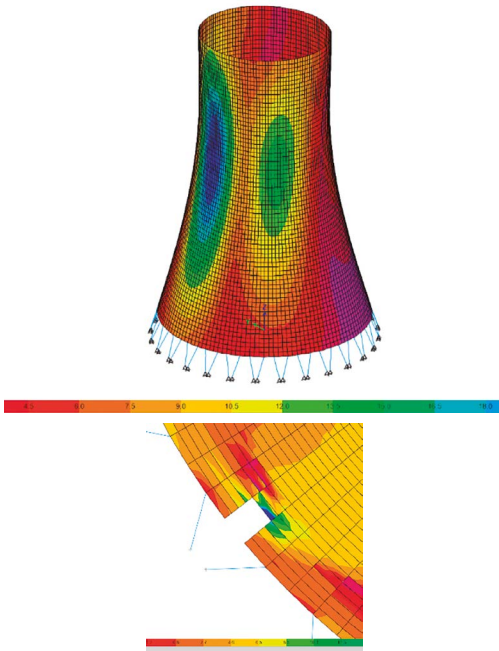


Figura 10. Tensiones en el entorno de las ventanas.

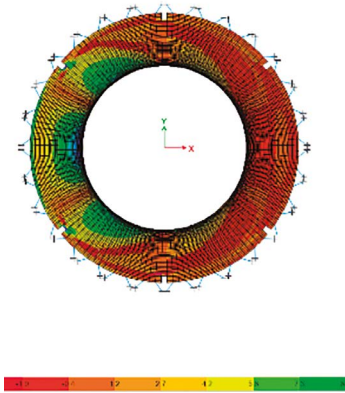


Figura 11. Tensiones durante la acción de viento.

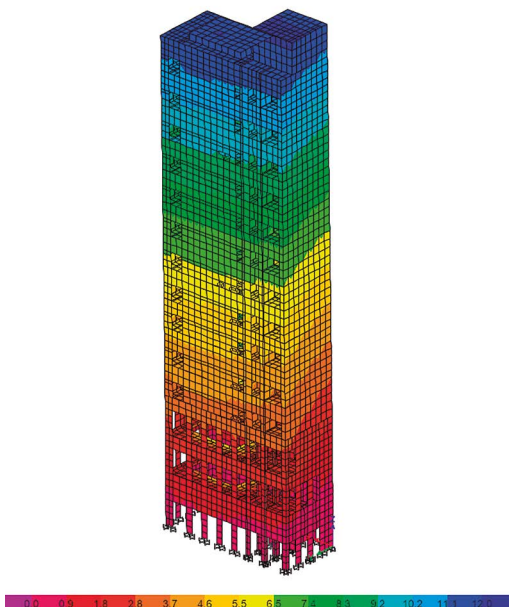


Figura 12. Desplome apertura ventanas.

Dada esta deformación, se analiza la acción del viento sobre las fases anteriormente aplicadas a través de un análisis no lineal por etapas, obteniendo una relación de desplome en este caso en torno a $H/2300$ (figura 13):

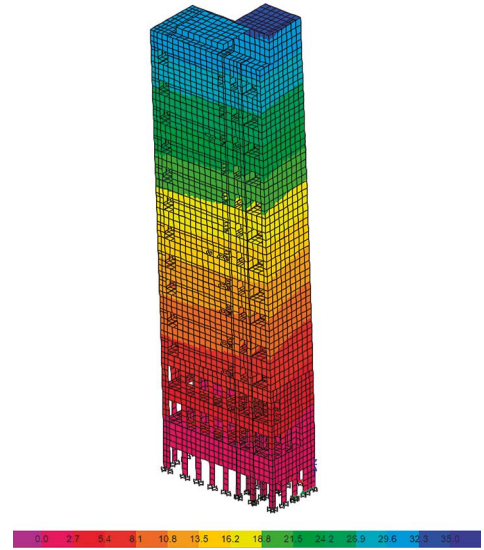


Figura 13. Desplome acción viento desfavorable.

Los desplomes obtenidos no comprometen la estabilidad de los elementos estructurales y se verifica que la capacidad resistente de los soportes generados por la apertura de ventanas muestra un coeficiente de seguridad mínimo de 2,17.

4.

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD LÍMITE DE LOS ELEMENTOS CRÍTICOS

Para el análisis de la capacidad límite de los elementos críticos, se plantean los siguientes casos de cálculo que identifican las fases de preparación e inicio de la demolición:

- ELU 1 – Estado actual
- ELU 2 – Trabajos previos
- ELU 3 – Acción de viento
- ELU 4+5 – Detonación de soportes

Al tratarse de un análisis no lineal por etapas, cada una de las acciones sucesivas se calcula sin aplicar coeficientes de mayoración, obteniendo en cada comprobación el valor de coeficiente de mayoración de acciones global en base a la capacidad estructural de cada elemento (CMA).

En la torre de refrigeración se analizan en primera instancia la situación de los pilares circulares inclinados inferiores para cada uno de los casos de cálculo (figura 14):

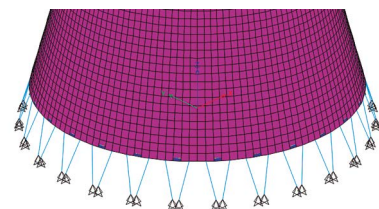


Figura 14. TR – Pilares inferiores

TABLA 1.
Resultados del análisis de carga.

Caso	Axil (kN)	M2-2 (mkN)	M3-3 (mkN)
ELU 1	2293	20,74	45,70
ELU 2	2421	103,03	83,95
ELU 3	3983	120,70	243,14
ELU 4+5	*	*	*

En el caso de detonación, todos los pilares del hiperboloide son detonados dentro de un rango de 14000 ms, con un comienzo en dos direcciones para permitir el giro del cuerpo superior que permita orientar la caída de la estructura según los objetivos planteados.

En base a los datos anteriores, se analiza el estado de sollicitación de los pilares, obteniendo que para el caso de viento planteado por la normativa se obtiene un CMA inferior a 1 (figura 15).

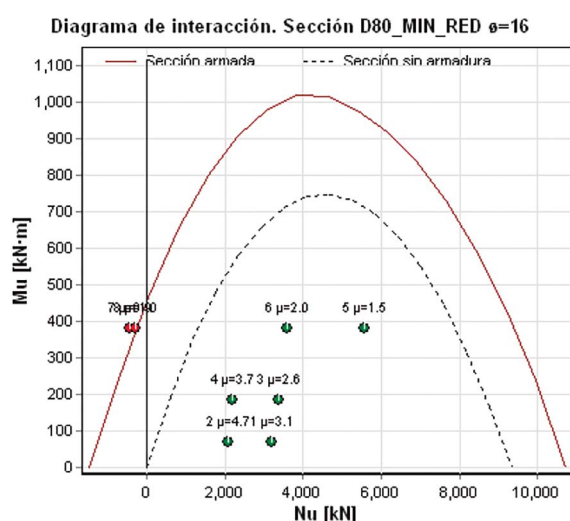


Figura 15. Tabla cumplimiento columnas inclinadas.

Por ello, se determina un límite de previsión de viento de 90 km/h (25m/s) para garantizar la seguridad en torno a la estructura de la torre de refrigeración.

En la torre de gasificación se analizan los soportes obtenidos en el proceso de apertura de ventanas y la fachada sureste (figura 16) frente a los diferentes casos de carga definidos:

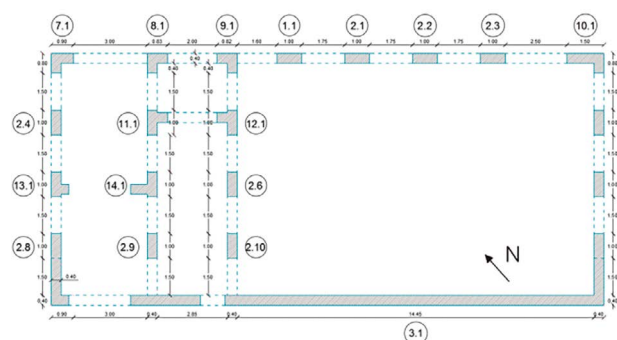


Figura 16. Áreas de detonación

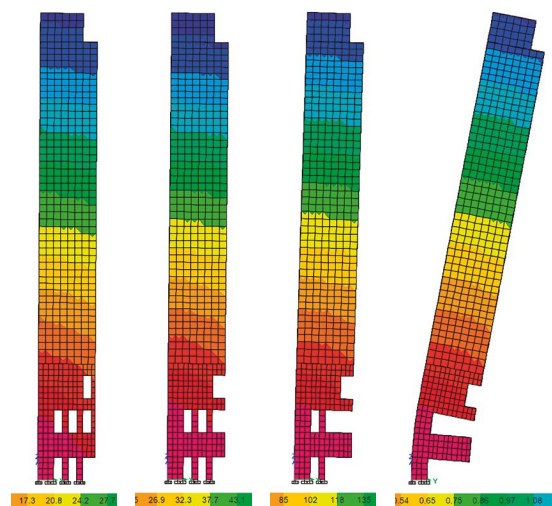
El caso de demolición se compone de tres fases secuenciadas dentro del rango de 14000 ms de detonación de explosivos:

ELU 4. Se lleva a cabo la detonación de los soportes de planta baja en fachada, en orden de derecha a izquierda para favorecer el giro del edificio hacia la fachada este.

ELU 5. Se lleva a cabo la detonación de los soportes de planta primera y segunda en fachada en orden de derecha a izquierda.

ELU 6. Finalmente se detonan los soportes de segunda alineación en planta baja y primera, desencadenando el colapso del resto de soportes.

Con este proceso se favorece la eliminación de la cuña frontal que permita el giro del edificio y evite choques y efectos derivados durante su caída (figura 17).



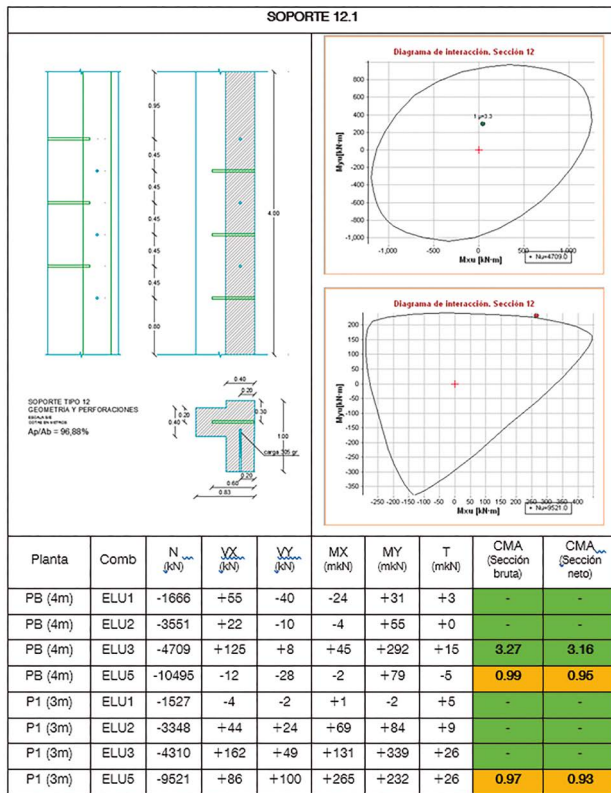


Figura 19. Análisis capacidad de columnas en base.

4.1. Análisis temporal de la caída de la torre de gasificación

Junto con el análisis por etapas de la caída mostrado en el apartado anterior, para el caso de la torre de gasificación donde no se disponía de referencias similares, se desarrolló un análisis dinámico en tiempo real (time history) del inicio de la caída (figura 20) para verificar el tiempo de inicio necesario para el giro de la estructura y que se garantizase que el choque de la

parte frontal de la estructura con el suelo no generara un efecto rebote que condicionara la forma de la caída. Al eliminar la cuña inferior, el propio giro representado por el modelo genera en 0,1s un desplome alejado del punto de choque de la estructura permitiendo que la estructura desarrolle la inercia de caída en la dirección prevista.

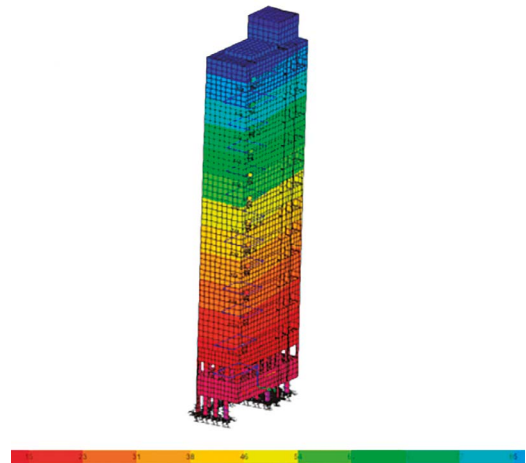


Figura 20. Análisis dinámico en tiempo real.

En este análisis dinámico es únicamente válido en las primeras décimas de segundo de la caída dadas las hipótesis elásticas realizadas, pero da información suficiente para determinar la dirección de caída del conjunto.

5.

ANÁLISIS DE LAS OPERACIONES LLEVADAS A CABO

Finalmente, las operaciones mostradas anteriormente se llevaron a cabo entre los meses de junio y septiembre del año 2018, con los resultados detallados a continuación:



Figura 21. Fotografías del proceso de caída de la torre de refrigeración.



Figura 22. Fotografías del proceso de caída de la torre de gasificación.

5.1. Demolición de la torre de refrigeración

La demolición de la torre de refrigeración se realizó el día 2 de julio de 2018. A continuación, se muestran una serie de imágenes del proceso de caída de la estructura (figura 21):

5.2. Demolición de la torre de gasificación

La demolición de la torre de gasificación se llevó a cabo el día 10 de septiembre de 2018. A continuación, se muestran una serie de imágenes del proceso de caída de la estructura:

jo su capacidad de giro provocando el choque frontal de la cáscara de hormigón y el consiguiente rebote que desvió la caída de la cabeza de la torre sensiblemente en la última etapa de desplome.

- El plan de demolición de la torre de gasificación se mantuvo según lo previsto en fase de análisis. La eliminación por detonación de la cuña frontal hasta planta segunda, junto con la decisión de mantener el muro trasero como charnela hasta el final de la detonación permitió el giro del edificio hasta un punto donde, llegado el choque frontal de la estructura contra el suelo, se evitara el retroceso por choque de la parte delantera en la caída de la estructura.

Finalmente, en ambos casos se cumplieron los objetivos de derrumbe por debajo de la altura límite de los medios auxiliares que posteriormente permitieron completar el desmantelamiento de la estructura y con la posición sobre el terreno valorada en proyecto.

6. CONCLUSIONES

La demolición final nos permitió, en ambos casos, volver a revisar todas las conclusiones obtenidas durante la fase previa de análisis:

- Durante la fase de trabajos previos a la demolición, la respuesta de ambas estructuras estuvo dentro de los límites estimados, verificándose la capacidad resistente de la misma.
- La caída de la torre de refrigeración se desarrolló dentro de los límites previstos una vez mermada la forma estructural de la cáscara. El acortamiento del diferencial de tiempo en la explosión entre los pilares delanteros y posteriores redu-

Referencias

- [1] Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento.
- [2] Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición.
- [3] AEDED Asociación española de demolición, descontaminación, corte y perforación.
- [4] Etabs 2016, Structures&Computers.

Viaducto mixto en el acceso al Hospital Universitario Central de Asturias

Steel Concrete Composite Viaduct in the Access to the Central University Hospital of Asturias

Javier Pascual Santos^{*, a}, Diego Pajuelo Gallardo^b, Juan Jesús Álvarez Andrés^c
y Guillermo Lorente Perchín^d

^a Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Brissa SL. Director.

^b Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Brissa SL. Jefe de Proyectos.

^c Ing. de Caminos, C. y P. gGravity Engineering. Jefe Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil.

^d Ing. de Caminos, C. y P. gGravity Engineering. Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil.

Recibido el 14 de junio de 2019; revisado el 23 de mayo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

Se describe en esta comunicación el viaducto construido en los nuevos accesos desde la autovía AS-II al Hospital Universitario Central de Asturias, en Oviedo. Se trata de un puente pantalón en tipología mixta hormigón-acero de siete vanos y luz máxima 61.75 m y en el que se incorpora un ramal. El viaducto salva la intersección con una calzada y un ramal de la autovía y con dos líneas de ferrocarril, todos ellos con un marcado esviaje. Se describen las secciones tipo definidas en cada zona comentando sus singularidades y la adaptación del ancho del tablero y los cajones metálicos a la variación de la plataforma viaria.

PALABRAS CLAVE: viaducto, estructura mixta, costillas, riostras, curvatura, torsión.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The viaduct built in the new accesses from the AS-II highway to the Central University Hospital of Asturias, in Oviedo, is described in this paper. It is a steel-concrete composite bridge of seven spans and maximum span of 61.75 m where a secondary deck is incorporated. The structure crosses with a large skew over the main and one exit roadways of the highway and two railways. The typical sections in each area are described and its main features and the adjustment of the deck width and the steel boxes to the roadway are included.

KEYWORDS: viaduct, steel concrete composite, ribs, bracing beams, curvature, torsion.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: javier.pascual@brissa.es (Javier Pascual Santos)

Cómo citar este artículo: Pascual, J., Pajuelo, D., Álvarez, J.J., & Lorente, G. (2025). Viaducto mixto en el acceso al Hospital Universitario Central de Asturias. *Hormigón y Acero*. 76(305):61-68. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2714>

1.

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS NUEVOS ACCESOS

El viaducto que se describe en este artículo pertenece a los nuevos accesos al Hospital Universitario Central de Asturias desde la autovía AS-II (autovía de la industria) en la Corredoria, Oviedo. La finalidad de estos accesos es mejorar la conexión entre la autovía y el centro hospitalario y aliviar el tráfico de sus inmediaciones. Esta actuación ha sido promovida por el Gobierno del Principado de Asturias y las obras han sido realizadas por Dragados SA. El proyecto modificado del viaducto ha sido realizado por Brissa, SL.

Los nuevos accesos constan básicamente de una nueva calzada que conecta la rotonda elevada existente sobre la autovía con una nueva rotonda proyectada en la calle Aguamiera y que salva la intersección con la propia autovía, el ramal de salida de la misma y la línea de ferrocarril existente. A esta nueva calzada se incorpora además un carril adicional procedente de la nueva bifurcación del ramal de salida de la autovía. En la [figura 1](#) se incluye una vista aérea de la actualización en la que se identifican los nuevos accesos.

En la misma se puede observar cómo la nueva calzada arranca en la rotonda elevada existente sobre la autovía con un trazado aproximadamente centrado sobre el tronco de la misma. Esta zona se ha resuelto mediante una estructura tipo pérgola de dos vanos que se apoya en la mediana y en ambos laterales del tronco de la autovía. Progresivamente la nueva plataforma se separa de la autovía. Así, una vez que la nueva plataforma se sitúa sobre una de las calzadas de la autovía y comienza a salir de su proyección, la pérgola se interrumpe y la calzada se prolonga sobre el nuevo viaducto objeto de esta comunicación. Este viaducto cruza sobre la calzada de la autovía y su ramal de salida con un fuerte esviaje y salva a su vez la intersección con las líneas de ferrocarril. En la zona central de la nueva calzada se incorpora una segunda calzada procedente del ramal de salida. El viaducto objeto de esta comunicación constituye la unidad principal de ejecución del conjunto de los nuevos accesos.

En la actuación se ha optimizado la superficie de estructura reduciendo la estructura en “pérgola” y coordinándola con el complicado encaje geométrico del viaducto en su comienzo, proporcionando una transición limpia sobre la autovía.



Figura 1. Vista aérea de los nuevos accesos.



Figura 2. Vista general de los vanos principales del viaducto.

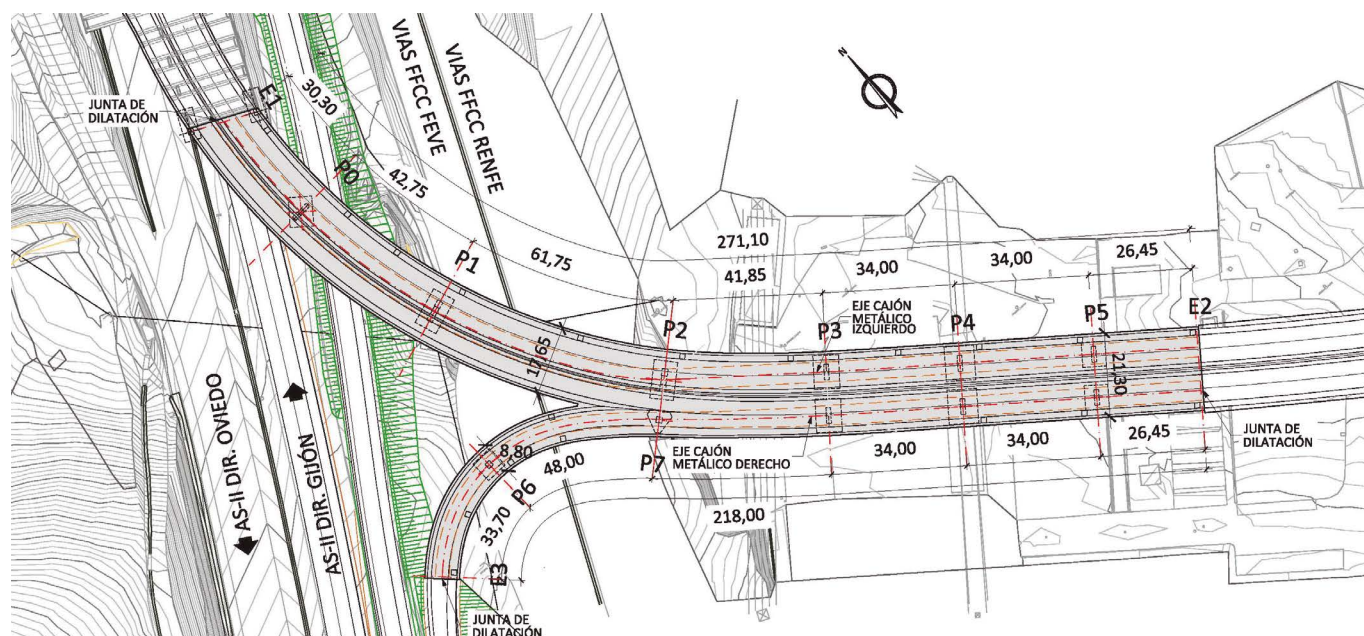


Figura 3. Planta general del viaducto.

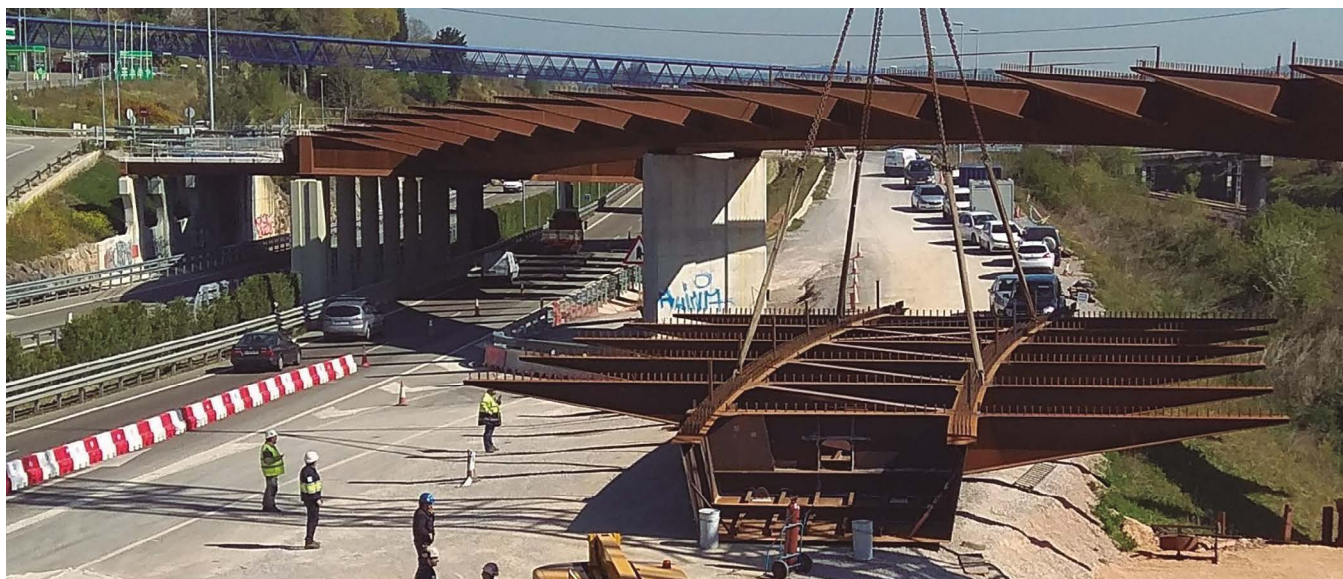


Figura 4. Vista de la sección transversal del cajón metálico con costillas.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL VIADUCTO

El viaducto proyectado se define como una estructura “pantalón” en la que confluyen por un lado la calzada principal que aloja tres carriles, dos en un sentido y un tercero en el sentido opuesto separado de los primeros mediante una barrera rígida, procedente de la rotonda existente y el nuevo ramal de salida de la autovía que incorpora a la calzada principal un cuarto carril. La longitud total del viaducto entre estribos a lo largo de la calzada principal es de 271 m y se compone de un total de siete vanos con una luz máxima de 61.75 m, más dos vanos adicionales de luz máxima 48 m en el ramal de incorporación. En la [figura 2](#) se puede observar una vista del viaducto y su cruce sobre la autovía, el ramal y las líneas de ferrocarril.

La estructura se ha adaptado a la definición geométrica fuertemente variable de la plataforma mediante un tablero mixto compuesto por un cajón metálico de acero tipo “corten” S355 J2 W de canto variable y losa de hormigón tanto en la calzada principal como en el ramal de incorporación. Tras la confluencia del ramal a la calzada principal ambas plataformas se transforman en un único tablero compuesto por dos cajones metálicos. Sobre todas las zonas de pila se ha ejecutado losa de hormigón inferior directamente hormigonada sobre la chapa de fondo de los cajones y conectada a la misma para proporcionar doble acción mixta.

Se quiere destacar en este punto la complejidad geométrica que fue necesario resolver para el encaje de la estructura. Ello es debido por un lado a la multitud de intersecciones a salvar con importantes esviajes, como son el tronco de la autovía en el vano 1, el ramal de salida en el vano 2 y las cuatro vías de ferrocarril en el vano 3 de la calzada principal y vano 2 del ramal. Además, dos de estas vías discurren sobre un terraplén de unos 10 m de altura. En segundo lugar, no menos compleja resulta la incorporación del ramal sobre el viaducto precisamente en el vano que salta sobre las líneas de ferrocarril. La estructura debe adaptarse a la importante variación de los anchos de la plataforma en la zona de confluencia de las dos calzadas.

El viaducto se compone por tanto de cuatro zonas claramente diferenciadas: la calzada principal desde estribo 1 a la confluencia de las dos calzadas próxima a pila 2, el ramal de incorporación, la zona de transición en la que se pasa a calzada única tras la incorporación del ramal y la zona final en la que se define la calzada de ancho constante desde pila 3 hasta el estribo 2. Se describen a continuación cada una de las cuatro zonas definidas.

2.1. Calzada principal hasta confluencia de tableros próxima a pila 2.

En los tres primeros vanos de la calzada principal, desde estribo 1 a pila 2 el tablero se define de 17.65 m de anchura constante, compuesto por una viga cajón mixta de canto variable con costillas a cada lado y losa de hormigón conectada.

El cajón metálico presenta 5.4 m de ancho entre ejes de almas lo cual ha permitido su transporte a sección completa evitando la ejecución de soldaduras longitudinales en obra de la chapa de fondo, así como el empalme de los elementos transversales interiores del cajón, necesarias en caso de haber partido longitudinalmente el cajón metálico. En el vano principal pila 1 – pila 2, de 61.75 m de luz, el cajón metálico es de canto variable según una ley parabólica que da lugar a un canto máximo en pilas 1 y 2 de 2.6 m y 1.55 m en centro de vano, con unas esbelteces de $L/24$ y $L/40$, respectivamente, más losa de hormigón de 0.25 m. En el vano pila 0- pila 1 contiguo al principal se produce una transición del canto de tablero desde el máximo en pila 1 a 1.55 m de canto de metal en pila 0, canto que se mantiene constante en el primer vano estribo 1 – pila 0.

Las costillas transversales se disponen aproximadamente cada 5 m, radiales al cajón metálico, de longitud 6.1 m y canto variable 1.2 m en el arranque y 0.1 m en sus extremos. La sección de las mismas es en doble T conectadas a la losa superior.

El ala inferior es de ancho variable entre 0.25 m en el extremo y 0.6m en su unión al alma del cajón metálico. Se varía su espesor de 25 mm a 30 mm en la zona más solicitada. El

ala inferior se prolonga en el interior del cajón metálico desmembrándose en dos chapas soldadas al diafragma transversal interior del cajón por cada lado. El alma de las costillas se ha definido de 12 mm. En el diseño se ha llevado a cabo un análisis detallado del pandeo lateral del ala inferior de la riostra sometida a una ley de axiles variables a lo largo de su longitud y coaccionada transversalmente por el alma de la sección, conectada a la losa de hormigón a través del ala superior.

La losa de hormigón de 0.25 m de espesor y hormigón HA-30 se ejecuta sobre prelosas colaborantes de espesor 8 cm tipo celosía dispuestas entre costillas.

En cuanto a los elementos de apoyo, sobre todas las pilas se define doble apoyo de neopreno zunchado que proporciona el empotramiento a torsión del tablero. En el caso de las pilas 1 y 2 estos apoyos se disponen centrados bajo las almas del cajón metálico, ligeramente fuera del ancho de la chapa inferior, con el fin de evitar el levantamiento del tablero sometido a los torsores de envergadura solicitantes. Estos torsores proceden de la gran anchura del tablero y su curvatura. Para ello, ha sido necesario disponer rigidizadores exteriores al cajón, que se ocultan bajo una chapa de cierre integrando su disposición en la vista inferior del tablero, y que además proporciona una mejora en las condiciones de durabilidad evitando puntos de acumulación de agua y suciedad.



Figura 5. Vista exterior del mamparo de pila 1.

Por último, se destaca la singularidad del apoyo del vano lateral, estribo 1. Como se ha descrito anteriormente, el viaducto se define en prolongación de la estructura pérgola definida sobre la autovía, disponiéndose junta de dilatación entre ellos. El inicio del viaducto se estableció en el punto en el que la nueva calzada se centra sobre una de las dos calzadas de la autovía y a partir del cual la nueva calzada comienza a salir de la sombra de la autovía. Ha sido necesario coordinar no solo la posición de dicho punto de inicio del viaducto sino también la subestructura de ambos elementos de forma que la cimentación es compartida. Así, ha sido necesario apoyar el cajón metálico en estribo 1 mediante una riostra transversal a la calzada inferior, integrada en el canto del tablero al objeto de garantizar el gálibo en la autovía y que permita disponer los apoyos fuera de la calzada inferior. Así, esta riostra se materializa con un esviaje de 18 grados respecto al tablero y una luz de 17.5 m entre puntos de apoyo ubicados en la mediana y en el arcén de la autovía. Los apoyos se disponen sobre sendos fustes cuadrados de 1.5 x 1.5 m situados en pro-

longación de la alineación de los fustes de la estructura pérgola. El cajón metálico se une a la riostra metálica, diseñada con sección doble T de 1.9 m de canto conectada a la losa superior. Esta riostra puentea la reacción vertical del cajón metálico entre ambos lados de la calzada inferior.

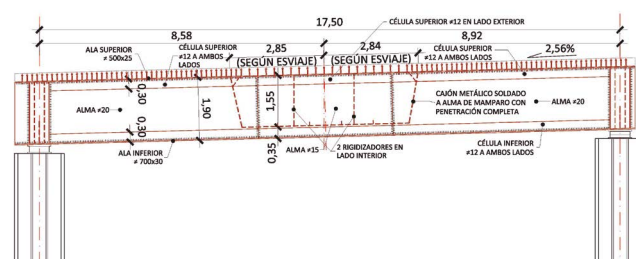


Figura 6. Alzado del mamparo de estribo 1.

La riostra se ha definido pasante en todo el ancho y a ella se suelda el cajón metálico, que transmite principalmente esfuerzo cortante y torsor. El ala inferior es de 700 x 30 mm pasante a lo largo de toda la riostra, mientras que el ala superior se reduce a 550 x 25 mm, habiéndose considerado en el diseño con la colaboración de la losa superior del tablero para proporcionar la cabeza de compresión necesaria además de restringir el pandeo lateral de la riostra. El alma se define de 20 mm de espesor en la zona exterior al cajón metálico, reduciéndose a 15 mm en la zona interior en el que los esfuerzos cortantes en la riostra resultan de menor magnitud.

Para limitar la esbeltez de los paneles de alma y garantizar una mayor resistencia de los mismos frente a inestabilidades locales se han definido célula superior e inferior de 0.3 m de altura mediante chapas inclinadas de 12 mm de espesor dispuestas a cada lado del alma, salvo en el caso de la célula superior en la zona interior del cajón en la que sólo se define a lo largo de la cara exterior de la riostra. Las platabandas superiores del cajón metálico se sueldan a tope con penetración completa al ala superior de la riostra, mientras que almas, células superiores, chapa inferior y sus rigidizadores longitudinales se sueldan en ángulo contra el alma de la riostra. Se ha cuidado la transición del ala superior del cajón metálico en su unión al ala superior de la riostra ejecutándose círculos de radio 150 mm en sus chaflanes con posterior amolado de la soldadura en sus extremos.

2.2. Ramal de incorporación a calzada principal.

Del ramal de salida de la autovía se ha bifurcado una calzada que permite la incorporación directa desde la autovía a la calzada principal de la actuación evitando que el tráfico se incor-



Figura 7. Vista de los cajones metálicos del tramo de tablero único de ancho constante, pila 3 a estribo 2.

pore a la rotonda elevada existente. Este ramal, de acentuada curvatura con 40 m de radio, salva la intersección con las líneas de ferrocarril antes de incorporarse a la calzada principal definiéndose dos vanos adicionales de luces 33.7 y 48 m y 8.8 m de anchura que permiten alojar un carril más sus arcenes. En estos dos vanos se ha proyectado un cajón metálico de 1,55 m de canto en el primer vano, estribo 3 - pila 6, y variable en el segundo hasta pila 7, alineada con pila 2 de la calzada principal, en la que se alcanza 2.6 m de canto, según una ley parabólica.

El cajón metálico se define de dimensiones mucho más moderadas que el anteriormente descrito para la calzada principal, dado el ancho mucho más reducido de la plataforma. Así, el ancho del cajón entre ejes de almas se define de 3.5 m y un ancho mínimo de chapa de fondo de 2.5 m sobre pila 7. La losa de hormigón se ejecuta también sobre prelosas colaborantes tipo celosía, esta vez dispuestas transversalmente al cajón metálico a todo ancho del tablero, apoyadas sobre las alas superiores del cajón.

Dado el ancho reducido del cajón metálico se ha optado por disponer apoyo puntual en pilas 6 y 7 si bien en la segunda se define una riostra entre pilas 2 y 7 que más adelante se detallará. En estribo es necesario disponer doble apoyo, sacando éstos más allá del ancho del cajón para proporcionar el empostramiento a torsión necesario.

2.3. Tablero único de ancho constante entre pila 3 y estribo 2.

Una vez que se solapan las dos plataformas se produce una transición del ancho de la plataforma hasta que se concluye la incorporación del cuarto carril al tronco principal en un punto intermedio del vano comprendido entre pilas 2 y 3. A partir de aquí, la plataforma se compone de dos calzadas de 9.5 m, cada una de ellas con dos carriles de 3.5 m más arcenes. Entre ambas calzadas se dispone una barrera rígida ubicada en la mediana central, de forma que resulta una anchura total de 21.3 m en el tablero, incluido el ancho de las barreras exteriores. Esta anchura se mantiene constante ya hasta el final del viaducto en el estribo 2, con un trazado en planta prácticamente recto salvo una zona inicial en clotoide.

En esta zona de sección constante desde pila 3 el viaducto se compone de tres vanos de luces 34+34+26.45. La sección transversal se materializa mediante dos cajones metálicos de canto 1.3 m y ancho 5 m entre ejes de almas en ala superior, separados entre sí 11 m y con voladizos exteriores de la plataforma de 2.65 m. La esbeltez del cajón metálico resulta $L/26$.

Se ha optimizado el número de cajones metálicos necesarios para una plataforma de algo más de 20 m de ancho, de forma que estos sean transportables a sección completa y que dan lugar a unas luces de flexión transversal y voladizos en la losa superior convencionales sin necesidad de recurrir a elementos adicionales de rigidez como ha sido necesario disponer en la zona inicial del viaducto. De esta forma, a lo largo del viaducto los cajones metálicos definidos en cada una de las dos plataformas iniciales se prolongan hasta el final del viaducto proporcionando una continuidad estructural y visual de los mismos. Ahora bien, ha sido necesario realizar una transición de la definición geométrica de cada uno de los dos cajones metálicos desde su configuración en las plataformas iniciales y la disposición final en el tablero único. Esta transición de los cajones metálicos se realiza de forma simultánea a la transición de anchos de plataforma durante la incorporación del cuarto carril y será descrita más adelante.

La losa superior de la zona final del viaducto se define en hormigón HA-30 y espesor variable entre 0.3 m sobre cajones y 0.25 m en borde de tablero. La losa se hormigona sobre prelosas nervadas colaborantes orientadas transversalmente al tablero. Se prevén tres prelosas para cubrir la anchura total del tablero, una sobre cada uno de los dos cajones metálicos y una tercera entre éstos. Las prelosas apoyan por tanto isostáticamente sobre las alas superiores de los cajones. En este tramo cada cajón se apoya sobre un fuste de pila mediante dos apoyos de neopreno zunchado definidos con un intereje de 2.8 m, dentro del ancho de la chapa inferior mientras que en estribo 2 ha sido necesario disponerlos fuera del ancho de la chapa inferior, con un intereje de 5 m con el fin de evitar levantamientos en los mismos. El mamparo de estribos se ha prolongado fuera del cajón metálico.

2.4. Zona de ancho variable en la incorporación del ramal.

A 19 m de pila 2 del tronco principal y pila 7 del ramal se produce el solape de ambas plataformas a partir del cual se realiza la incorporación del cuarto carril al tronco principal cuya transición concluye en un punto intermedio del vano comprendido entre pilas 2 y 3. La estructura pasa a ser de tablero único, cuyo ancho se reduce progresivamente desde algo más de 40 m hasta 21.3 m una vez concluida la incorporación del cuarto carril. A esta variación hay que sumarle la variación geométrica de los cajones metálicos de forma que se adapte la definición de cada uno de ellos en la zona inicial del viaducto, muy diferentes entre sí, a la configuración final de ambos cajones en la zona de tablero único y ancho constante. Por tanto, se trata de una zona geométrica y estructuralmente compleja.

Así, el cajón del tronco principal, en adelante cajón izquierdo, debe reducir de 5.4 a 5 m y alabearse ligeramente las almas y, en mayor medida debe desplazarse hacia el borde de la plataforma reduciendo su voladizo de 6.125 a 2.65 m. Para ello, a partir del punto de solape de ambas plataformas el cajón izquierdo se desarrolla según un radio circular seguido de un tramo recto hasta pila 3 de manera que reduce progresivamente su voladizo hasta alcanzar sobre pila 3 el voladizo tipo de 2.65 m de la zona final. Simultáneamente, entre ejes de pilas 2 y 3 se reduce progresivamente su ancho de 5.4 a 5 m. Por su parte, en cuanto a las costillas definidas a ambos lados, una vez vinculadas las dos calzadas se eliminan las costillas del lado interior. Las costillas exteriores se mantienen con una modulación y geometría análoga al resto del tramo, truncándose junto al cajón a medida que se reduce la longitud de los voladizos. El ala inferior se prolonga en el diafragma interior del cajón hasta el alma del lado interior.

Respecto al cajón procedente del ramal la variación geométrica es contraria a la del cajón anterior, el ancho del mismo se incrementa de 3.5 a 5 m entre pilas 7 y 3 además de realizarse el alabeo del alma. En toda esta zona el eje del cajón se desplaza hacia el interior del tablero de manera que el voladizo exterior de 2.65 m se mantiene constante.

La siguiente figura muestra la trayectoria que describen cada uno de los ejes de almas de cada cajón y cómo se realiza la transición entre las plataformas independientes y el tablero único de ancho constante.

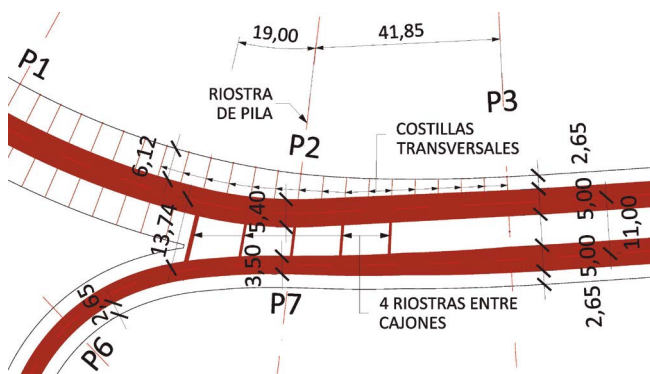


Figura 8. Esquema transición de cajones metálicos.

En lo que se refiere al trazado en alzado este se define variable con canto máximo de 2.6 m de cajón metálico en pilas 2 y 7 y que pasa a 1.3 m cerca de pila 3 según una ley parabólica el

cual ya se mantiene constante hasta el final del viaducto.

En cuanto a la respuesta estructural del tablero fue necesario vincular los cajones metálicos entre sí en la zona de unión de las losas del tablero con el fin de compatibilizar los movimientos y giros entre uno y otro cajón para evitar movimientos impuestos en la losa superior inaceptables. Así, se definen una serie de riostras, cuatro en zona intermedia más la riostra de pilas 2 y 7 que compatibilizan los movimientos entre los cajones. Las riostras se definen de canto 1.20 m en sección doble T en todas ellas salvo la primera en la que se vinculan los tableros exentos y para la que se define una sección cajón de 1.2 x 0.6 m y que está sometida a sollicitaciones significativamente superiores. La siguiente figura muestra una vista global previa a la colocación de las prelosas en la que se puede observar cómo se aproximan los cajones metálicos y las riostras que los vinculan entre sí.



Figura 9. Vista de las riostras entre cajones metálicos.

Se han cuidado los detalles de soldadura de estas riostras. Así, en el eje de las riostras se prolonga un diafragma vertical dentro de los cajones metálicos y que en el caso del cajón izquierdo se alinea también con la costilla del lado exterior. Las alas superiores de las riostras se sueldan a tope con penetración completa a las alas superiores de los cajones metálicos. En su encuentro se disponen acuerdos circulares de transición en planta con 150 mm de radio. Se prevé el amolado de los extremos tras el soldeo. Por su parte, las alas inferiores de las riostras son pasantes a través del alma del lado interior del cajón metálico. Se ha previsto así para evitar el soldeo en dirección transversal al plano de laminación del alma. El ala inferior de la riostra se desmembra dentro del cajón metálico para soldarse a rasante al diafragma vertical y descargar progresivamente su axil.

En el caso de la primera riostra, al definirse ésta mediante una sección cajón, las almas de la riostra no quedan por tanto alineadas con el diafragma interior del cajón. Se optó en este detalle por prolongar 1.20 m las almas de la riostra dentro del cajón que asegure una adecuada transferencia de la carga. En el caso de la intersección con el cajón derecho además se debió

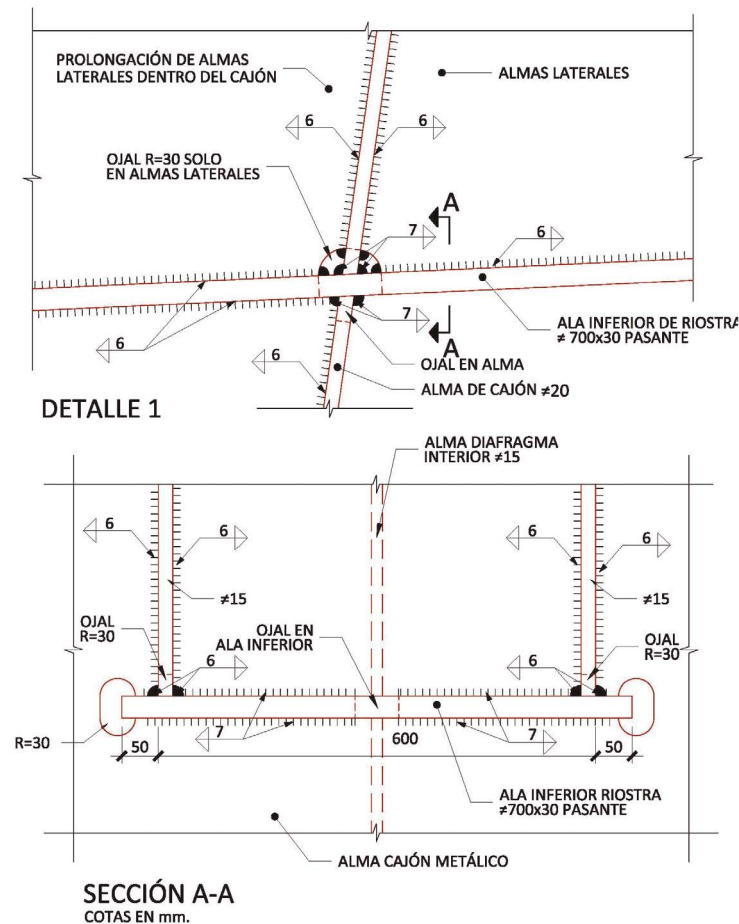


Figura 10. Detalle de intersección de ala inferior de riostra n° 1 con el alma de cajón metálico.

incrementar las dimensiones del ala inferior de 700 a 1000 mm en los 1.2 m previos a su intersección con el alma debido al incremento de los axiles en esta debido a la interrupción de las almas del cajón.

Todas las riostras se encuentran conectadas a la losa superior considerándose el ancho tributario de esta colaborante ya sea a compresión del hormigón o a tracción de sus armaduras. En cuanto a la losa superior en esta zona se ha realizado la adaptación del ancho del tablero, así como la variación de espesor de la misma entre uno y otro lado. Así, se mantiene espesor constante de 0.25 m desde los tableros dobles hasta la última riostra para realizarse una transición de espesor de 0.25 a 0.3 m sobre almas de cajones metálicos en pila 3. En la zona de cajón izquierdo se mantienen las prelasas tipo “celosías” dispuestas longitudinalmente entre diafragmas hasta la última riostra y a partir de esta se sustituyen por prelasas “nervadas” en la zona de cambio de espesor, todas ellas colaborantes. Sobre el cajón metálico derecho y entre ambos cajones se disponen prelasas “nervadas” orientadas transversalmente y apoyadas en las platabandas superiores de los cajones longitudinales. Ha sido necesario incrementar la resistencia del hormigón tanto de las prelasas definidas entre cajones metálicos entre la primera riostra y la de pila 2 (de HA-30 a HA-40) como la losa in situ de toda la zona de transición (de HA-30 a HA-35) para hacer frente a las solicitaciones a flexión que se ven incrementadas debido a la gran separación entre almas interiores de los cajones metálicos de hasta prácticamente 10 m.

3.

PROCESO CONSTRUCTIVO

El viaducto ha sido definido de forma que en cada fase de ejecución la estructura sea autoportante y se evite la necesidad de disposición de apeos, cimbras y encofrados. El montaje de los cajones metálicos se planteó independiente uno del otro para finalmente soldar las riostras entre los mismos. Únicamente se necesitó un bloqueo a torsión sobre pila 6 del cajón del ramal dado que los apoyos de pila 6 y 7 son simples, y que fue necesario hasta la ejecución de la riostra de pila 7 la cual empotra a torsión el cajón del ramal. La losa superior se ejecutó en toda su longitud sobre las prelasas sin necesidad de encofrados auxiliares. En cuanto al orden de ejecución de losa in situ se establecieron tres fases de hormigonado. En primer lugar se hormigonó la franja central del tablero del tronco principal previo a la incorporación del ramal, entre estribo 1 y la primera riostra con el objeto de proporcionar mayor rigidez a torsión que la proporciona por la triangulación definida entre platabandas superiores y evitar giros excesivos del cajón metálico frente al resto del hormigonado in situ de los voladizos. En segundo lugar se previó el hormigonado de la losa superior del ramal a todo su ancho hasta la primera riostra con el mismo fin de proporcionar rigidez a torsión. Por último se realizó el hormigonado de los voladizos del tronco principal entre estribo 1 y pila 3 así como la losa de la zona de tablero único. En todos los casos el hormigonado se realizó en primer lugar sobre centros de vano y avanzando siempre hacia

pila de manera que se evitase introducir flexiones negativas sobre pilas con hormigones de edades muy tempranas y diesen lugar a fisuraciones no controladas.

4.

FICHA TÉCNICA Y RESUMEN DE CANTIDADES

Principales participantes:

Propiedad: Gobierno Principado de Asturias

Empresa constructora: Dragados SA

Proyecto constructivo: BRISSA SL

Superficie total: 5 923 m²

Tablero metálico:

Acero estructural:

Acero S355J2W: 856 686 kg

Acero S275JR: 50 296 kg

153 kg/m²

Losa superior:

Hormigón HA30: 715 m³

Hormigón HA35: 336 m³

Acero pasivo: 346 435 kg

Prelosas: 5 524 m²

Losa inferior:

Hormigón HA35: 229 m³

Acero pasivo: 19 271 kg

Pilas y estribos:

Hormigón HA-30: 1 641 m³

Hormigón HA-25: 529 m³

Acero pasivo: 212 312 kg

Pilotes Ø1,25m: 432 ml

Micropilotes Ø220mm: 2302 ml

Evaluación del comportamiento de un hormigón autocompactante con árido reciclado grueso y fino

Performance Assessment of a Self-Compacting Concrete With Coarse and Fine Recycled Aggregate

Víctor Revilla-Cuesta^{*,a}, José Antonio Fuente-Alonso^b, Jorge Javier Hernández Bagaces^c,
José Antonio Chica Paez^d, Estibaliz Briz Blanco^e, Vanesa Ortega-López^f

^a Civil Engineer, PhD Student, Department of Civil Engineering, University of Burgos, FPU grant holder, vrevilla@ubu.es

^b Prof. Dr., Department of Construction, University of Burgos, Associate Professor, jafuente@ubu.es

^c Building Engineer, Department of Construction, University of Burgos, Laboratory Technician, jjhernandez@ubu.es

^d Dr., Digital Construction Area, Tecnalia Research & Innovation, Digital Construction Area Director, joseantonio.chica@tecnalia.com

^e Prof. Dr. Department of Mechanical Engineering, University of the Basque Country, Assistant Professor estibaliz.briz@ehu.com

^f Prof. Dr., Department of Civil Engineering, University of Burgos, Associate Professor, vortega@ubu.es

Recibido el 14 de junio de 2019; revisado el 26 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

La reutilización de residuos permite reducir el consumo de recursos naturales y las emisiones de CO₂ a la atmósfera causadas por la actividad extractiva, así como la ocupación de tierra en potenciales vertederos, fomentándose así una economía más circular. Acorde a esto, este artículo evalúa el comportamiento de un hormigón autocompactante elaborado con árido reciclado de hormigón. Los porcentajes de sustitución del árido natural por este residuo fueron del 100% para la fracción gruesa y del 50% en volumen para a fracción fina. Se analiza su validez para uso estructural tanto en estado fresco como en estado endurecido y su comportamiento con diferentes áridos naturales.

PALABRAS CLAVE: sostenibilidad, árido reciclado, hormigón autocompactante, gestión de residuos.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The use of waste enables to reduce the consumption of natural resources and CO₂ emissions released into the atmosphere because of the extractive activity, as well as to reduce potential landfills, thus contributing to a circular economy. According to this, this paper explores the development of self-compacting concrete made from recycled concrete aggregates. The replacement rates of the natural aggregate by this waste were 100% for the coarse fraction and 50% by volume for the fine fraction. Its suitability for structural use is evaluated, both in fresh and hardened state, as well as its performance with different kinds of natural aggregate.

KEYWORDS: sustainability, recycled aggregate, self-compacting concrete, waste management.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: vrevilla@ubu.es (Víctor Revilla-Cuesta)

Cómo citar este artículo: Revilla-Cuesta, V., Chica Paez, J., de la Fuente Alonso, J., Briz Blanco, E., Hernández Bagages, J., & Ortega-López, V. (2025). Evaluación del comportamiento de un hormigón autocompactante con árido reciclado grueso y fino. *Hormigón y Acero*. 76(305):69-74. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2742>

1. INTRODUCCIÓN

Diferentes estudios, entre ellos el informe de 2014 del Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) [1], indican que el cambio climático y sus efectos son una realidad presente hoy en día. Cada uno de los diferentes sectores de actividad humana contribuyen en mayor o menor medida a este problema, incluyendo el sector de la construcción [2; 3]. Entre los diferentes impactos de este sector cabe destacar su alto consumo

de recursos naturales, especialmente áridos. Este consumo es tal que diferentes organizaciones, como ANEFA (Asociación Nacional de Empresarios Fabricantes de Áridos) y CESCE (Compañía Española de Seguros de Crédito a la exportación), estiman que, solo en España, se consumieron 112 millones de toneladas de este material en el año 2017 [4; 5]. El consumo es tan elevado debido a su empleo en dos de los materiales más

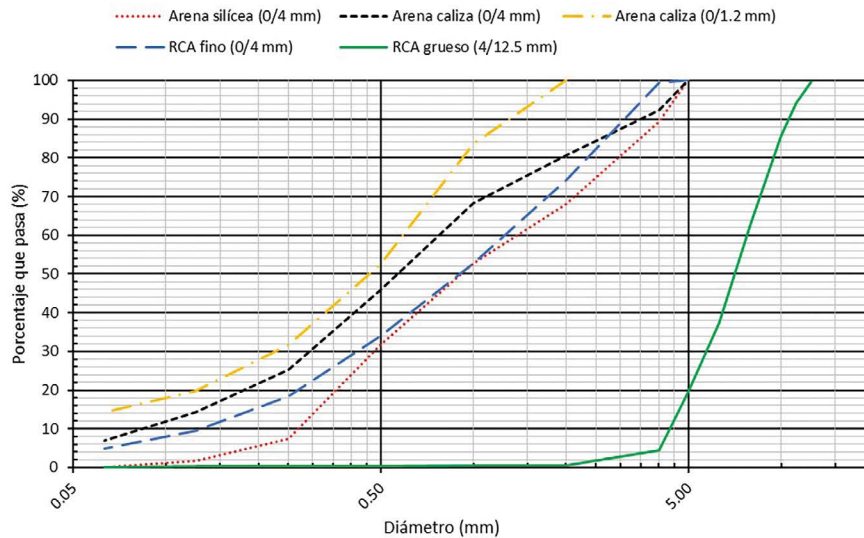


Figura 1. Curva granulométrica de todos los áridos empleados.

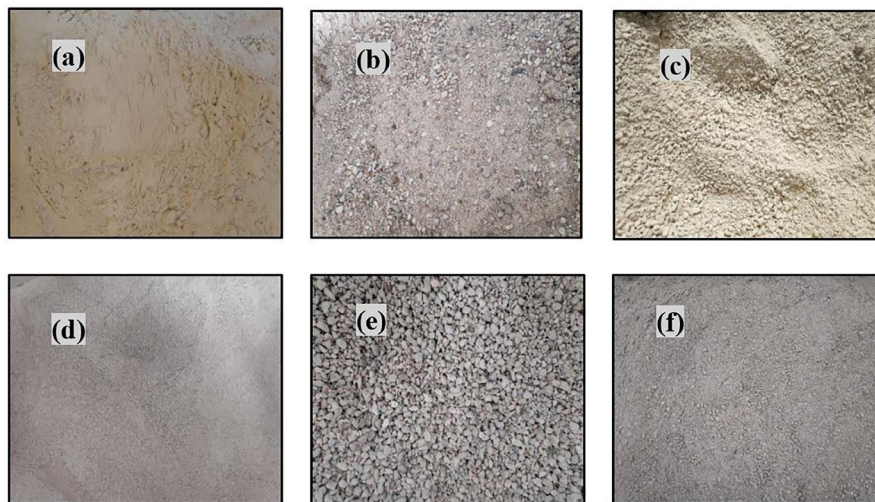


Figura 2. Áridos utilizados. a-Filler calizo (<0.063 mm). b-Arena silícea (0/4 mm). c-Arena caliza (0/4 mm). d-Arena caliza (0/1.2 mm). e- RCA grueso (4/12.5 mm). f-RCA fino (0/4mm).

comunes y utilizados de este sector: el hormigón y las mezclas bituminosas.

Recientemente, motivado por la mayor conciencia medioambiental de la sociedad, han surgido varias líneas de investigación que tratan de minimizar este problema sustituyendo los áridos por residuos, como el caucho, el vidrio, la escoria o los Residuos de Construcción y Demolición (RCD) [6-9]. Este estudio evalúa el comportamiento de un hormigón autocompactante elaborado con un RCD específico, el árido de hormigón reciclado (Recycled Concrete Aggregate, RCA).

Las investigaciones con RCA hasta ahora se han centrado en hormigones vibrados, en los cuales diferentes porcentajes de las fracciones gruesa y fina del árido natural se sustituyen por dicho residuo. Estos estudios muestran que dichas sustituciones son factibles, aunque debe tenerse en cuenta el empeoramiento del comportamiento del hormigón cuanto mayor es el porcentaje de RCA, tanto en lo referente a las propiedades mecánicas como a las de durabilidad [10; 11].

Las investigaciones publicadas hasta la fecha relativas a hormigones autocompactantes con RCA no son muy nume-

rosas y se centran en el uso de la fracción gruesa [12; 13]. Los estudios que recogen el empleo de RCA fino en estos hormigones son muy pocos [14; 15]. De dichas investigaciones la conclusión principal es que es difícil obtener autocompactabilidad en estado fresco del hormigón por la elevada absorción de agua y porcentaje de caras de fractura del RCA.

En el presente estudio se analiza el comportamiento en estado fresco y endurecido (resistencia a compresión) de un hormigón autocompactante elaborado con un 100% de RCA grueso, un 50% en volumen de RCA fino y diferentes tipos de áridos finos naturales.

2. MATERIALES

En este segundo apartado se describen las principales características de los materiales utilizados en el diseño y fabricación de los hormigones analizados en el presente estudio.



Figura 3. Etapas del diseño de SCC-100C-50F-M. a- Dosificación inicial con exceso de árido grueso. b-Dosificación con exceso de agua e importante segregación en la parte central. c-Dosificación con ligero exceso de agua y leve segregación en la parte central. d-Dosificación definitiva: SCC-100C-50F-M.

2.1. Cemento, agua y aditivos

El cemento empleado fue un cemento CEM I 52.5 R, con una densidad de 3.1 kg/dm^3 . El agua empleada se obtuvo de la red de abastecimiento de la ciudad de Burgos.

Para la obtención de la fluidez necesaria en un hormigón autocompactante es necesario el empleo de aditivos. En este caso se emplearon dos aditivos distintos: un agente regulador de la viscosidad [16], denominado aditivo 1 en el presente documento, y un superplastificante, denominado aditivo 2. Estos dos aditivos indicados se suelen emplear en una proporción de entorno al 0.5-1.5% del peso de cemento, siempre y cuando el contenido de agua de la mezcla sea el idóneo [17].

2.2. Áridos naturales

Como el 100% del árido grueso era RCA, solo se emplearon áridos naturales en la fracción fina (0/4 mm). En unas dosificaciones se empleó arena silícea lavada (muy bajo contenido de finos), redondeada [18], con una densidad de 2.58 kg/dm^3 y una absorción de agua en 24 h del 0.25%. En otras, en cambio, se empleó arena caliza procedente del machaqueo y un mayor contenido de finos, cuya densidad y absorción de agua en 24h fueron 2.62 kg/dm^3 y 2.08% respectivamente.

Las fracciones finas empleadas para conseguir la autocompactabilidad [18] fueron filler calizo [19], con un tamaño menor de 0.063 mm y una densidad 2.77 kg/dm^3 , y arena caliza 0/1.2 mm [20], de densidad 2.62 kg/dm^3 y una absorción de agua en 24 h del 2.53%.

2.3. Árido reciclado de hormigón

El RCA empleado procedía del machaqueo de elementos prefabricados de hormigón con una resistencia característica de 40-45 MPa, presentando un tamaño de 0/30 mm. Este tamaño era excesivo para la obtención de hormigón autocompactante, por lo que se tamizó en laboratorio, desechándose las partículas de tamaño superior a 12.5 mm, separándose además las fracciones gruesa (4/12.5 mm) y fina (0/4 mm). Las propiedades de la fracción gruesa (densidad de 2.42 kg/dm^3 , absorción de agua en 24 h del 6.25% y coeficiente de desgaste de Los Ángeles del 35%) eran similares a las expuestas en otros estudios [21] y se encontraban dentro de los límites establecidos por la EHE-08 [22]. Las propiedades del RCA fino (su empleo no está permitido en la EHE-08) fueron una densidad de 2.37 kg/

dm^3 , una absorción de agua en 24h del 7.36% y una friabilidad del 16%. En la figura 1 y en la figura 2 se puede observar la granulometría y el aspecto de los diferentes áridos indicados.

3. DOSIFICACIÓN. DISEÑO DE LA MEZCLA

El hormigón autocompactante estudiado fue elaborado con un 100% de RCA grueso y un 50% en volumen de RCA fino. Dichos residuos además fueron combinados con áridos naturales, no reciclados, de diferente naturaleza. Se elaboraron tres dosificaciones de hormigón autocompactante: SCC-100C-50F-M, SCC-100C-50F-S y SCC-100C-50F-L.

La dosificación SCC-100C-50F-M incorpora, además de las citadas cantidades de residuos, arena silícea 0/4 mm. Las fracciones finas que aportan la autocompactabilidad son arena caliza 0/1.2 mm y filler calizo. El diseño de esta dosificación se realizó mediante el ensayo de escurrimiento de acuerdo con la norma EN 12350-8:2011, buscando las proporciones adecuadas de los diferentes componentes, de forma que en la realización del ensayo no existiese ningún tipo de segregación ni exudación. Se buscó además una clase de escurrimiento SF2, de acuerdo con las recomendaciones de la EFNARC, para lo cual el diámetro máximo en el ensayo de escurrimiento debe encontrarse entre 650 y 750 mm. La figura 3 muestra cuatro etapas del diseño, siendo la última el resultado obtenido mediante la dosificación definitiva.

Con todo ello, la dosificación SCC-100C-50F-M estuvo compuesta por 296 kg/m^3 de cemento, 122 kg/m^3 de filler, 183 kg/m^3 de agua, 522 kg/m^3 de RCA grueso, 570 kg/m^3 de RCA fino, 343 kg/m^3 de arena silícea 0/4 mm, 215 kg/m^3 de arena caliza 0/1.2 mm, 2.20 kg/m^3 de aditivo 1 y 4.35 kg/m^3 de aditivo 2.

Obtenida la dosificación SCC-100C-50F-M se realizó la sustitución en volumen de la arena caliza 0/1.2 mm por otros componentes. En primer lugar, se sustituyó por arena silícea 0/4 mm, dando lugar a la mezcla SCC-100C-50F-S, cuya dosificación fue idéntica a la SCC-100C-50F-M, pero sin arena caliza 0/1.2 mm y con un contenido de arena silícea 0/4 mm de 555 kg/m^3 .

La forma redondeada de esta arena hizo que, a pesar de la disminución de partículas finas, el resultado del ensayo de escurrimiento fuese adecuado.

TABLA 1.
Ensayos en estado fresco

	SCC-100C-50F-M	SCC-100C-50F-S	SCC-100C-50F-L
Ensayo de escurrimiento. T500 (s)	4	4	5
Ensayo de escurrimiento. Diámetro máximo (mm.)	720	690	730
Ensayo del embudo en V. Viscosidad (s)	7	8	12
Ensayo de caja en L. Capacidad de paso (H2/H1)	0.97	0.86	0.94
Segregación en tamiz (%)	0.41	0.86	0.61

Posteriormente, se sustituyó en volumen la arena sílicea 0/4 mm de la dosificación SCC-100C-50F-S por arena caliza 0/4 mm. A pesar de que esta presentaba un mayor contenido de finos, su forma angulosa hizo que el resultado no fuese el esperado, produciéndose una segregación en la parte central del árido grueso. Por ello fue necesario un reajuste de la dosificación, reduciéndose la cantidad de árido grueso e incrementando el contenido de filler (en la [figura 4](#) se pueden ver los estados inicial y final). La mezcla SCC-100C-50F-C se compuso finalmente de 296 kg/m³ de cemento, 176 kg/m³ de filler, 185 kg/m³ de agua, 470 kg/m³ de RCA grueso, 570 kg/m³ de RCA fino, 563 kg/m³ de arena caliza 0/4 mm, 2.20 kg/m³ de aditivo 1 y 4.35 kg/m³ de aditivo 2.

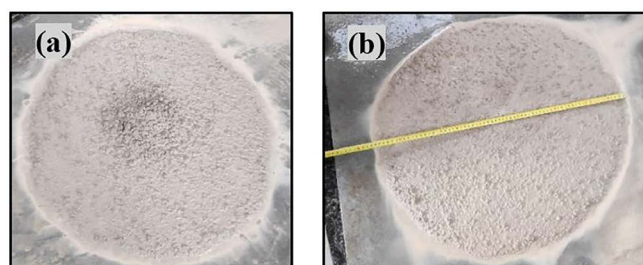


Figura 4. SCC-100C-50F-L. a- Estado inicial (segregación de árido grueso en la parte central). b- Estado final (mezcla homogénea sin segregación)

En todas las dosificaciones elaboradas el proceso de amasado fue siempre el mismo, realizándose 3 etapas. En primer lugar, se amasó el RCA fino y grueso, la arena correspondiente (arena sílicea 0/4 mm, arena caliza 0/4 mm y arena caliza 0/1.2 mm) y la mitad del agua durante 30 segundos. Posteriormente se añadieron el cemento, el filler y el resto del agua, amasándose nuevamente durante 30 segundos. Por último, con todos los áridos saturados, se añadieron los aditivos, dejándose actuar durante otros 30 segundos.

4. ESTADO FRESCO. FLUIDEZ

En el apartado anterior se ha indicado que el ensayo de escurrimiento fue el que se tomó como referencia para efectuar el diseño de la dosificación. Sin embargo, no es suficiente con que el hormigón autocompactante presente una adecuada fluidez en el ensayo de escurrimiento, sino que también debe presen-

tar una adecuada viscosidad, habitualmente medida con el ensayo del embudo en V (EN 12380-9), una correcta capacidad de paso, en este caso evaluada con el ensayo de caja en L (EN 12380-10), y una alta resistencia a la segregación, la cual se mide fácilmente con el ensayo de segregación en tamiz (EN 12380-11). Los resultados de estos ensayos para las tres dosificaciones estudiadas pueden observarse en la [tabla 1](#).

Los tres hormigones estudiados presentaron una clase de escurrimiento SF2, una viscosidad VF1 (salvo SCC-100C-50F-L, de clase VF2), una capacidad de paso PA1 y una resistencia a la segregación SR2. Esto se debió a que los hormigones cumplen los requisitos establecidos en las recomendaciones de la EFNARC para ello.

- Clase de escurrimiento SF2: diámetro en el ensayo de escurrimiento entre 650 y 750 mm.
- Viscosidad VF1: resultado en el ensayo del embudo en V menor de 8 s. Si está entre 8 y 25s es de clase VF2.
- Capacidad de paso PA1: resultado del ensayo de caja en L de dos barras entre 0.80 y 1.
- Resistencia a la segregación SR2: segregación en tamiz menor del 15%.
- Capacidad de paso PA1: resultado del ensayo de caja en L de dos barras entre 0.80 y 1.
- Resistencia a la segregación SR2: segregación en tamiz menor del 15%.

El hormigón con mejores resultados en los ensayos fue el SCC-100C-50F-M. La arena caliza 0/1.2 mm supuso una mayor proporción de finos, originando una masa muy homogénea. Este hormigón fluyó óptimamente en todas las situaciones (ensayos) y con una muy baja segregación. La eliminación de parte de la fracción fina (caliza 0/1.2 mm) empeoró el comportamiento. Su sustitución por arena sílicea 0/4 mm disminuyó fundamentalmente la capacidad de paso, pues la proporción de pasta de cemento fue menor, dificultándose el arrastre de las partículas de árido. Sin embargo, la forma redondeada de la arena sílicea hizo que el hormigón fluyese adecuadamente, conservando una buena viscosidad. La sustitución por arena caliza 0/4 mm tuvo el efecto contrario. La capacidad de paso no se vio afectada (la proporción entre la pasta de cemento y árido no se vio alterada, pues esta arena presentaba un mayor contenido de finos). Sin embargo, la forma rugosa e irregular de las partículas de esta arena hizo que estas deslizasen con mayor dificultad, originando una mayor viscosidad. La resistencia a la segregación empeoró de forma muy ligera por la eliminación de fracciones finas, lo cual disminuyó la compacidad de la pasta de cemento.

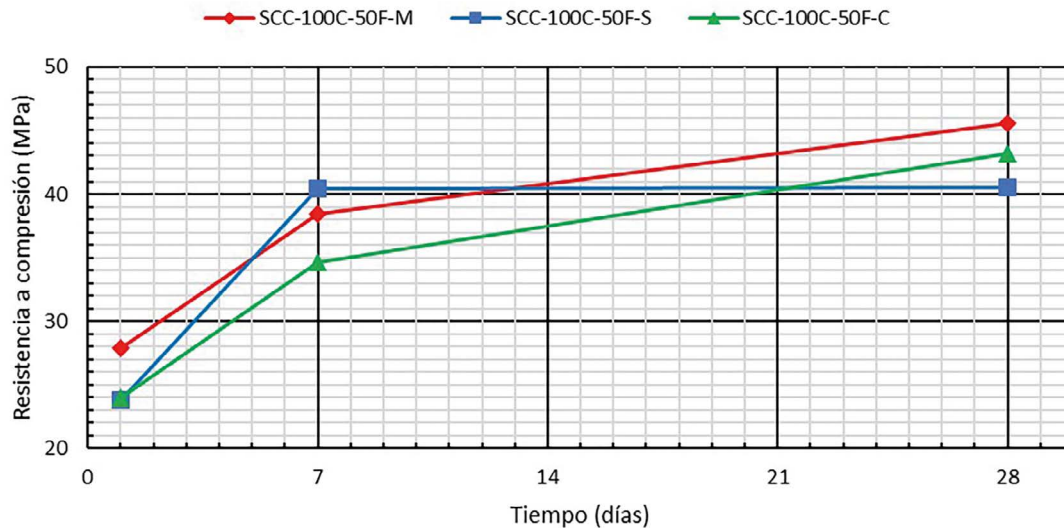


Figura 5. Resistencia a compresión de los hormigones estudiados a diferentes edades

5. ESTADO ENDURECIDO. RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La resistencia a compresión, desde el punto de vista estructural, es la propiedad mecánica más importante. Esta debe ser adecuada para las solicitaciones que actúan sobre la estructura en la que se emplee. Esta propiedad fue analizada para estos hormigones a diferentes edades de curado (1 día, 7 días y 28 días) sobre probeta normalizada (cilíndrica 15x30 cm) según la norma EN 12390-3. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 5. Además, en dicha figura la pendiente de las rectas representadas muestra la velocidad de adquisición de resistencia (MPa/día).

Esta figura 5 muestra que la mezcla SCC-100C-50F-M fue la que presentó una mayor resistencia a compresión a los 28 días, llegando a los 45 MPa, siendo este hormigón válido para aplicaciones de pretensado. El hormigón con arena caliza 0/4 mm ocupó una posición intermedia y el hormigón SCC-100C-50F-S fue el de menor resistencia. Los valores de resistencia a compresión obtenidos fueron acordes al contenido global de finos de la mezcla, de forma que un mayor contenido de finos implicó una mayor resistencia. A edades distintas la situación es diferente:

- A la edad de 1 día, el hormigón con más finos (SCC-100C-50F-M) fue el que presentó una mayor resistencia, no existiendo una diferencia apreciable entre la resistencia del hormigón elaborado con arena silícea 0/4 mm y la del elaborado con arena caliza 0/4 mm.
- A los 7 días, el hormigón con menor contenido de finos (SCC-100C-50F-S) alcanzó prácticamente el 100% de la resistencia a compresión a 28 días. Los otros dos hormigones mantienen la situación que se observa a las 24 h (1 día).

La resistencia a diferentes edades permite extraer conclusiones en relación a la velocidad de adquisición de resistencia. Un alto contenido de finos implicó una mayor velocidad inicial de adquisición de resistencia (1 día), mientras que, a pesar de que la resistencia fue mayor, estas fracciones finas hicieron que la

adquisición de resistencia a edades posteriores fuese más lenta (hasta los 7 días). La adquisición de resistencia después de los 7 días solo se mantuvo para los hormigones con alto contenido de finos. Los hormigones SCC-100C-50F-M y SCC-100C-50F-C no tienen una diferencia notable de velocidad de adquisición de resistencia (rectas paralelas).

- A la edad de 1 día, el hormigón con más finos (SCC-100C-50F-M) fue el que presentó una mayor resistencia, no existiendo una diferencia apreciable entre la resistencia del hormigón elaborado con arena silícea 0/4 mm y la del elaborado con arena caliza 0/4 mm.
- A los 7 días, el hormigón con menor contenido de finos (SCC-100C-50F-S) alcanzó prácticamente el 100% de la resistencia a compresión a 28 días. Los otros dos hormigones mantienen la situación que se observa a las 24 h (1 día).

La resistencia a diferentes edades permite extraer conclusiones en relación a la velocidad de adquisición de resistencia. Un alto contenido de finos implicó una mayor velocidad inicial de adquisición de resistencia (1 día), mientras que, a pesar de que la resistencia fue mayor, estas fracciones finas hicieron que la adquisición de resistencia a edades posteriores fuese más lenta (hasta los 7 días). La adquisición de resistencia después de los 7 días solo se mantuvo para los hormigones con alto contenido de finos. Los hormigones SCC-100C-50F-M y SCC-100C-50F-C no tienen una diferencia notable de velocidad de adquisición de resistencia (rectas paralelas).

6. CONCLUSIONES

A partir de todo lo comentado se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Se puede elaborar un hormigón autocompactante con una óptima fluidez en estado fresco empleándose elevadas cantidades de RCA tanto grueso como fino.

- Para la obtención de un hormigón autocompactante la dosificación debe adaptarse a los componentes del mismo. Se ha podido ver que no es lo mismo emplear arena silíceo que arena caliza. El adecuado contenido de finos de la mezcla es fundamental, además de una correcta proporción de árido grueso, pues si este presenta una forma angulosa se pueden producir segregaciones, por ejemplo durante el ensayo de escurrimiento.
- El empleo de RCA disminuye la resistencia a compresión. Sin embargo, pueden obtenerse valores altos de resistencia a compresión utilizando dicho residuo. Estos hormigones incluso pueden ser aptos en estructuras pretensadas (resistencia mínima de 45 MPa).
- Las modificaciones en la dosificación realizadas para obtener un buen comportamiento en estado fresco, en este caso fundamentalmente el contenido de finos, afectan también a las propiedades en estado endurecido. Por ello, la dosificación del hormigón debe realizarse teniendo en cuenta el comportamiento deseado en ambos estados.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su gratitud a: el Vicerrectorado de Investigación de la Universidad de Burgos (ayuda SUCONS); la Junta de Castilla y León por fundar y reconocer la Unidad de Investigación Consolidada UIC-231 a través del proyecto BU119P17 parcialmente financiado por fondos FEDER; al Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades (MICINN) y a FEDER (European Regional Development Funds) por los proyectos y la financiación FPU17/03374.

Referencias

- [1] IPCC. Climate Change 2014: Synthesis Report. 2014: 176 p.
- [2] Arenas Cabello, F.J. El impacto ambiental en la construcción industrial: Criterios para una construcción sostenible. Tesis. 2007: 330 p.
- [3] Buyle, M., Braet, J., Audenaert, A., Life cycle assessment in the construction sector: A review, Renewable and Sustainable Energy Reviews. 26 (2013) 379-388.
- [4] ANEFA, Informe de situación económica sectorial, (2018).
- [5] CESCE, Informe sectorial de la economía española: Materiales de construcción, (2018).
- [6] Basic, R., Milicevic, I., Sipos, T.K., Strukar, K., Recycled Rubber as an Aggregate Replacement in Self-Compacting Concrete-Literature Overview, Materials. 11 (2018).
- [7] Chandra Paul, S., Šavija, B., Babafemi, A.J., A comprehensive review on mechanical and durability properties of cement-based materials containing waste recycled glass, Journal of Cleaner Production. 198 (2018) 891-906.
- [8] Skaf, M., Manso, J.M., Aragón, Á., Fuente-Alonso, J.A., Ortega-López, V., EAF slag in asphalt mixes: A brief review of its possible re-use, Resources, Conservation and Recycling. 120 (2017) 176-185.
- [9] Tam, V.W.Y., Soomro, M., Evangelista, A.C.J., A review of recycled aggregate in concrete applications (2000–2017), Construction and Building Materials. 172 (2018) 272-292.
- [10] Guo, H., Shi, C., Guan, X., Zhu, J., Ding, Y., Ling, T.C., Zhang, H., Wang, Y., Durability of recycled aggregate concrete – A review, Cement and Concrete Composites. 89 (2018) 251-259.
- [11] Silva, R.V., De Brito, J., Dhir, R.K., The influence of the use of recycled aggregates on the compressive strength of concrete: A review, European Journal of Environmental and Civil Engineering. 19 (2015) 825-849.
- [12] Fiol, F., Thomas, C., Muñoz, C., Ortega-López, V., Manso, J.M., The influence of recycled aggregates from precast elements on the mechanical properties of structural self-compacting concrete, Construction and Building Materials. 182 (2018) 309-323.
- [13] Grdic, Z.J., Toplicic-Curcic, G.A., Despotovic, I.M., Ristic, N.S., Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate, Construction and Building Materials. 24 (2010) 1129-1133.
- [14] Carro-López, D., González-Fontebao, B., De Brito, J., Martínez-Abella, F., González-Taboada, I., Silva, P., Study of the rheology of self-compacting concrete with fine recycled concrete aggregates, Construction and Building Materials. 96 (2015) 491-501.
- [15] Santos, S.A., da Silva, P.R., de Brito, J., Mechanical performance evaluation of self-compacting concrete with fine and coarse recycled aggregates from the precast industry, Materials. 10 (2017).
- [16] Barbudo, A., De Brito, J., Evangelista, L., Bravo, M., Agrela, F., Influence of water-reducing admixtures on the mechanical performance of recycled concrete, Journal of Cleaner Production. 59 (2013) 93-98.
- [17] Ouchi, M., Hibino, M., Okamura, H., Effect of superplasticizer on self-compactability of fresh concrete, Trans. Res. Record. (1997) 37-40.
- [18] Ghoddousi, P., Shirzadi Javid, A.A., Zareechian, M., Habibnejad korayem, A., Physical and chemical effects of siliceous particles at nano, micro, and macro scales on properties of self-consolidating mortar overlays, Construction and Building Materials. 189 (2018) 1140-1154.
- [19] Okamura, H., Ouchi, M. Self-compacting concrete. Development, present use and future. Vol. 7. 1999: 3-14 p.
- [20] Zhang, J., An, X., Nie, D., Effect of fine aggregate characteristics on the thresholds of self-compacting paste rheological properties, Construction and Building Materials. 116 (2016) 355-365.
- [21] Martín-Morales, M., Zamorano, M., Ruiz-Moyano, A., Valverde-Espinosa, I., Characterization of recycled aggregates construction and demolition waste for concrete production following the Spanish Structural Concrete Code EHE-08, Construction and Building Materials. 25 (2011) 742-748.
- [22] EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Structural Concrete Regulations, Ministerio de Fomento, Gobierno de España. (2010).

Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: Lanzamiento mediante SPMTs

New Viaduct Over Júcar River, Cullera (Valencia, Spain). Launching Construction Using SPMTs

Luis Sopena Corvinos^a, Juan Jesús Álvarez Andrés^b, Conchita Lucas Serrano^c,
Ricardo Rico Rubio^d, Sara Valor González^e, Carlos Misas Muñoz^f

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero Estructural. gGravity Engineering. lsopenac@ggravityeng.com.

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Puentes y Estructuras de obra civil. gGravity Engineering. jjalvarez@ggravityeng.com.

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Departamento. gGravity Engineering. clucass@ggravityeng.com.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director de Ingeniería. k2 Estudio de Ingeniería S.L. rrico@k2ingenieria.es.

^e Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniera de Proyectos. k2 Estudio de Ingeniería S.L. svalor@k2ingenieria.es.

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de producción. Dragados S.A. cmisasm@dragados.com.

Recibido el 14 de junio de 2019; revisado el 23 de mayo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El viaducto sobre el Júcar es un puente mixto de 216 m de longitud y 29 m de ancho de plataforma cuyo vano principal es un arco de tablero inferior de 90 m de luz, que en otra comunicación se describe con detalle. Descartada la opción de montaje con grúas por la dificultad que tal maniobra entrañaba, el proceso de ejecución elegido fue un lanzamiento poco convencional mediante el uso de carretones autopropulsados o SPMTs (Self Propelled Modular Transport). Debido a las condiciones particulares del lanzamiento, este método resultó ventajoso respecto a los empujes convencionales (ahorro en acero de refuerzo, diagonales provisionales, disminución voladizo de construcción).

PALABRAS CLAVE: heavy lifting, SPMT, lanzamiento, empuje, arco, péndolas.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The viaduct over Júcar river is a composite deck bridge 216 m long and 29 m wide with a main span of 90 m formed by a bowstring which is described in detail in other paper. Due to different difficulties, construction using cranes was discarded, being the launching using SPMTs the construction process elected. Although not conventional, it came up to have many advantages that made it competitive against conventional launching systems (significant additional structural steel savings, provisional diagonals reduction, maximum free cantilever reduction during construction).

KEYWORDS: heavy lifting, SPMT, launching, arch, bowstring, hangers.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: lsopenac@ggravityeng.com (Luis Sopena Corvinos)

Cómo citar este artículo: Sopena, L., Álvarez, J.J., Lucas, C., Rico, R., Valor, S., & Misas, C. (2025). Nuevo viaducto sobre el río Júcar en Cullera: Lanzamiento mediante SPMTs. *Hormigón y Acero*. 76(305):75-82. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2747>

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS NUEVOS ACCESOS

Se trata de una estructura que cruza el río Júcar dentro del proyecto del Ministerio de Fomento (DGC) Tramo II, Variante de Cullera y Favara, perteneciente a la carretera N-332 de Almería a Valencia por Cartagena y Gata, P.K. 242+000 al P.K. 252+000 de la Variante de Sueca. Son 9.62

km de tronco de 2 carriles por sentido y velocidad de proyecto 100 km/h.

La estructura de cruce del Júcar tiene 216 m de longitud y un presupuesto de ejecución material de 6 286 771.75 euros (el 5.24% del PEM total del proyecto).

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El Viaducto sobre el Río Júcar, tiene una longitud total de 216.0 m, dividida en cinco vanos con luces de 27.0 + 36.0 + 90.0 + 36.0+ 27.0 m. El ancho de tablero correspondiente a un posible futuro ensanchamiento de la calzada, posibilitando la incorporación de un carril adicional por sentido, obligando a mantener un ancho libre entre arcos de 29.00 m (33.40 contando con los arcos). Ver [figura 1](#).

Se presenta una tipología arco de tablero inferior tipo bow-string de 90 m de luz para materializar el paso de la traza sobre el Río Júcar, con un tablero que longitudinalmente está formado por dos cajones metálicos de 2.20 m de ancho y canto constante de 1.65 m excepto en la zona de arranque de los arcos en la que el canto asciende a 2.85 m. La distancia entre el eje de los arcos en clave y el eje del tablero es de 15.00 m, lo que equivale a una relación flecha / luz de 1 / 6. La sección de los arcos corresponde a un cajón metálico de 2.20 m de anchura, idéntico que las vigas longitudinales.

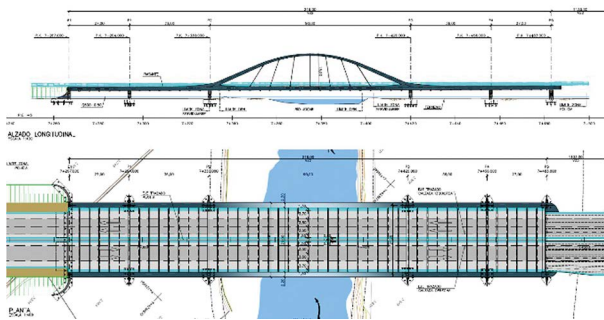


Figura 1. Alzado y planta general.

La elevada luz transversal es salvada mediante vigas transversales metálicas con sección doble T y canto variable, alcanzando su máximo en centro de luz con un canto de 1.70 m y su mínimo en el encuentro con las vigas longitudinales con un canto de 1.14 m. La superficie de rodadura se materializa sobre una losa de hormigón de 0.27 m de espesor conectada a las vigas transversales, configurando, de esta manera, un comportamiento mixto acero-hormigón. La separación entre vigas transversales es de 4.50 m. En los ejes de apoyo de pilas y estribo se disponen vigas transversales sección cajón a modo de viga transversal. Estas vigas tienen la misma variación de canto que las vigas transversales tipo, a excepción de las riostras de P2 y P3, que aumentan su canto hasta un total de 2.20 m en centro de vano. Ver [figura 2](#).

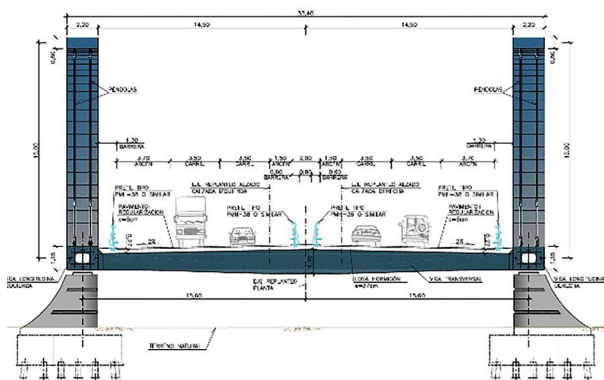


Figura 2. Sección transversal.

El tablero mantiene continuidad entre el arco y los vanos de compensación de manera que la sección transversal de estos últimos es idéntica que el tablero del vano principal.

Se ha planteado un arco con directriz parabólica de segundo grado en su tramo central y directriz recta, a modo de puntales, en los extremos. Las péndolas, 7 parejas por cada lado, se abanican aproximándose entre ellas en la parte superior. La separación entre puntos de anclaje en el tablero es de 9.00 m, mientras que en el arco es de 7.00 m (1.10 m en transversal). Ver [figura 3](#).



Figura 3. Vista de dos péndolas acopiadas.

Las principales cuantías del tablero son: 194 kg/m² de acero estructural (S355), 0.18 m³/m² de hormigón (HA-30), 29.5 kg/m² de acero pasivo (B-500-S), y 28 péndolas tipo barra (acero al carbono fy>460 MPa, acabado galvanizado) de 90 mm de diámetro (longitud entre 10.6 y 13.3 m, en total 338 ml).

Para materializar el apoyo de esta estructura se ha concebido una forma de pila con sección tipo gota de agua, afilada en un extremo y redondeada en el opuesto (forma de tajamar, sección muy favorable frente al comportamiento hidráulico en posibles avenidas). El canto de las pilas varía en planta desde 0.20 m hasta 1.80 m. La altura máxima de pilas es de 4.45 m. Ver [figura 4](#).



Figura 4. Vista de pilas P4 y P3 antes de recibir al tablero.

La cimentación se materializa mediante pilotes hincados prefabricados de 0.40x0.40m y 25.0 m de longitud. Se disponen 12 pilotes en P1 y P4, 17 pilotes en P2 y P3 y 6 pilotes en P5.

Estribos cerrados con aletas en prolongación (curvas), evitando de esta forma el derrame de tierras frontal y encauzando las aguas hacia los vanos abiertos de la estructura en caso de avenida. La cimentación se materializa mediante pilotes hincados prefabricados de 0.40x0.40m y 25.0m de longitud. Se dispone un total de 48 pilotes.

Debido a la acción sísmica, moderada, aceleración de cálculo de 0.13 g, se disponen apoyos de neopreno zunchado, anclado y desmontable en todos los aparatos de apoyo, debido a

la capacidad de estos elementos para disipar parte de la energía mediante deformación. Ver [figura 5](#).



Figura 5. Aparato de apoyo de neopreno circular en carga.

3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL

2.1. Subestructura

Como no puede ser de otra manera, la construcción comenzó con la ejecución de las cimentaciones de pilas y estribos, que en todos los casos constaban de pilotes prefabricados hincados de hormigón, con sus correspondientes encepados.

Seguidamente se llevó a cabo la ejecución del alzado de pilas y estribos, en todos los casos con encofrados de baja altura para hormigonado *in situ*. Ver [figura 6](#).

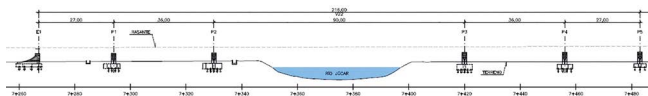


Figura 6. Alzado de subestructura.

2.2. Tablero

El proceso constructivo del tablero es el siguiente: montaje de estructura metálica en la margen izquierda, para luego desplazarlo a posición definitiva mediante la ayuda de varios conjuntos de SPMTs, a ambos lados del río, permitiendo salvar el cruce del río con una luz de lanzamiento máxima de 67.5 m.

El montaje de la estructura metálica se llevó a cabo con la ayuda de 11 parejas de torres provisionales, dividiendo las vigas longitudinales en 6 tramos. Una vez las dos vigas longitudinales de cada tramo están montadas sobre las torres de apoyo provisional, puede comenzar el montaje de las vigas transversales (entre 7 y 9 por cada tramo). Todas las uniones son materializadas mediante soldadura. Ver [figuras 7, 8, 9 y 10](#).

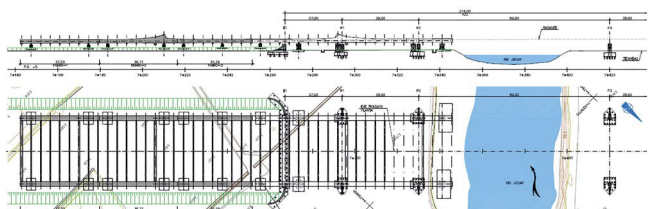


Figura 7. Fase de montaje de estructura metálica, vigas longitudinales y transversales.



Figura 8. Vista del montaje en obra de la estructura metálica del tablero.



Figura 9. Fotografía aérea de una fase inicial del montaje de estructura metálica.



Figura 10. Fotografía aérea de una fase avanzada del montaje de estructura metálica.

Una vez las vigas longitudinales y transversales están montadas y soldadas entre sí, se comienza con el montaje del arco, el cual se divide a su vez en tres tramos. Para el montaje del arco se utilizan unas diagonales provisionales, 2 parejas, una de las cuales se mantiene para la maniobra de lanzamiento mientras que la otra es retirada. Ver [figuras 11 y 12](#).

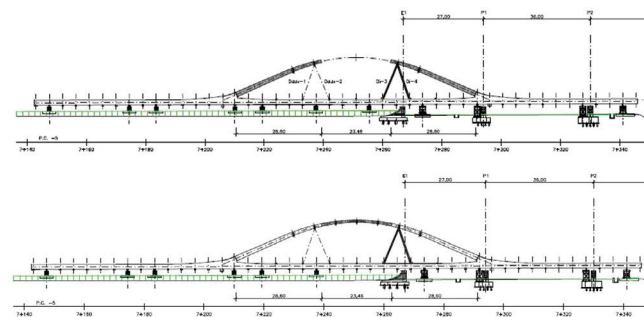


Figura 11. Dos fases de montaje de arco, arranques y viga de centro de vano.



Figura 12. Fotografía aérea de una fase avanzada del montaje de estructura metálica.

4.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO VANO PRINCIPAL.

4.1. Selección del procedimiento

El proceso de ejecución elegido, teniendo en cuenta la dificultad de una maniobra empleando grúas salvando los más de 70 m de distancia entre las márgenes del río, fue la de montar la estructura en un margen del río y llevarla a su posición definitiva mediante empuje o lanzamiento.

Los métodos o procedimientos de lanzamiento que se valoraron fueron los habituales o estandar en este tipo de situaciones. Por un lado, empuje sobre puntos de apoyo fijos en parque de lanzamiento, y por otro, empuje sobre puntos de apoyo móvil (o *skidshoes*) en parque de lanzamiento, en ambos casos mediante el uso de gatos hidráulicos y con apoyos provisionales de deslizamiento también sobre las pilas definitivas (aunque debido a la altura de las mismas también se valoró la opción de utilizar torres provisionales adosadas a las pilas definitivas y compartiendo cimentación con las mismas). En la valoración de estos procedimientos se incluyó la parte de obra civil adicional necesaria para el empuje, los elementos auxiliares propios del lanzamiento, el plazo, y por supuesto los refuerzos adicionales necesarios en la estructura metálica, los cuales eran significativos, tanto a nivel de espesor de chapas como de elementos auxiliares como las diagonales provisionales para el arco.

Frente a estos métodos de lanzamiento convencionales, surgió la opción de un lanzamiento poco convencional, mediante el uso de SPMTs (*Self Propelled Modular Transport*). Debido a las condiciones particulares de este empuje, principalmente la pequeña altura de pilas y la posibilidad de ejecutar una plataforma de trabajo continua bastante buena a un bajo coste, este método era aplicable y competitivo frente a los convencionales, y a la postre resultó más ventajoso. Una de los factores que más peso tuvo a la hora de inclinar la balanza a favor del empleo de los SPMT fue el ahorro en material de refuerzo en el tablero, pues al no necesitar de ningún deslizamiento únicamente son necesarios refuerzos puntuales en las secciones de apoyo de los SPMT, en lugar de un refuerzo generalizado en todo el cordón de deslizamiento, lo cual también ayudó a sim-

plificar y aligerar significativamente las diagonales provisionales del arco. Finalmente, gracias a este método también se pudo acortar la longitud de voladizo máxima durante la maniobra, dejándola en 67.5 m, lo que redundó en una menor flecha en punta y aún menor necesidad de refuerzos adicionales en las vigas longitudinales.

4.2. Descripción del procedimiento

Las principales características de la maniobra son las siguientes:

- Peso total a lanzar: 1746 t (1280 t de estructura metálica y 460 t de prelosas).
- Longitud de estructura montada: 203 m.
- Longitud a lanzar: 125 m.
- Máxima reacción en un apoyo: 514 t.
- Máximo número de ejes simultáneamente: 108.
- Máximo voladizo alcanzado durante el empuje: 67.5 m.

Para llevar a cabo la maniobra se utilizaron simultáneamente 108 ejes SPMT, que se acoplaron de distintas formas para conformar conjuntos con la capacidad necesaria en cada fase de la maniobra. Sobre la plataforma que conforman los conjuntos de SPMT fue necesario montar estructuras metálicas auxiliares con objeto de alcanzar la cota necesaria de apoyo y avance, materializar el punto de apoyo en la viga metálica, y dar la capacidad necesaria de giro longitudinal para evitar posible efectos perversos de que podría conllevar la coacción al giro. Ver [figuras 13 y 14](#).



Figura 13. Detalle de apoyo de la viga metálica en la estructura auxiliar de un conjunto SPMT, apoyo rotulado, con topes soldados a la viga.



Figura 14. Vista del tablero apoyando sobre un conjunto SPMT, con topes transversales adicionales.

Se utilizaron 11 secciones de apoyo diferentes a lo largo de la maniobra, donde fue necesario introducir algún refuerzo local. Cuatro de ellas coincidían o estaban muy cerca de una sección

de apoyo definitiva, mientras que tres se encontraban dentro de la sección del arco (reforzados con las diagonales provisionales).



Figura 15. Vista del montaje en obra de la estructura metálica del tablero y prelasas previa al lanzamiento.

El grupo de ejes más grande que se llegó a conformar era de 40 ejes, para una carga exterior de 514 t una carga total de 628 t, mientras que la configuración más pequeña fue de 12 ejes, para una carga exterior de 45 t y una carga total de 88 t. Ver figura 16.



Figura 16. Vista dos conjuntos de ejes SPMT sobre los que se está colocando la estructura metálica auxiliar.

Los propios conjuntos de carros SPMT sirven para realizar la maniobra de desapeo de las torres temporales, gracias a su capacidad de regulación de altura de hasta 600 mm.

La maniobra constó de hasta 20 fases diferenciadas, dividiendo el avance en 7 fases, entre las cuales se introducían cambios de puntos de apoyo, cambios de configuración de los conjuntos SPMT e incluso introducción de apeos mecánicos temporales para facilitar estas operaciones intermedias. Ver figura 17.

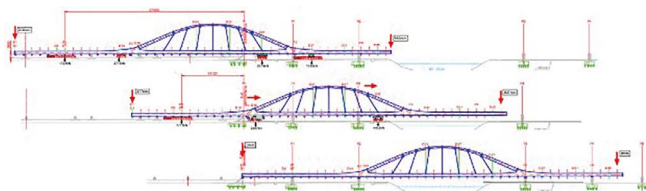


Figura 17. Fase inicial, fase máximo voladizo y fase final de maniobra.

Con todos los carros en la misma margen del río, en tres fases separadas de movimiento (avance y giros necesarios para esquivar las pilas permanentes) se logra un avance neto de 64.3

m, con un voladizo máximo de estructura metálica por detrás del último apoyo de carro de 67.5 m. En este momento es necesario introducir un apeo mecánico que permita librar el número necesario de ejes que deben ser transportados al otro margen del río, de forma que se pueda gatear la estructura recuperando la flecha del voladizo, materializando un apoyo al otro lado del río y pueda proseguirse con la maniobra.



Figura 18. Vista lateral de una fase de la maniobra.

A partir de este momento, con carros ya a ambos lados del río, se prosigue con la maniobra, dividiendo el avance en otras 5 fases (giros y movimientos transversales incluidos), con otro apeo mecánico intermedio, dejando finalmente la estructura en posición definitiva sobre las pilas y apoyos permanentes.

4.3. Operaciones singulares

Aunque se trataba de una maniobra ya de por sí singular, en la misma hubo que realizar algunas operaciones singulares que requirieron de una atención especial tanto durante el diseño de la maniobra como durante la ejecución.



Figura 19. Vista de los carros SPMT bajo el tablero.

Una de las dificultades que presentaba la maniobra era el tener que sortear las pilas definitivas, que se encontraban en el camino de los SPMTs. Esto obligó a introducir varias maniobras intermedias de giros en ambos sentidos para poder seguir con el avance esquivando las pilas.

Para poder salvar el río, y teniendo en cuenta que se parte de la zona de montaje que está parcialmente detrás del estribo de lanzamiento, y con el objetivo de minimizar los refuerzos adicionales necesarios en el tablero, fueron necesarias hasta 10 configuraciones de apoyo distintas durante la maniobra.

Otra de las dificultades que presentaba el proceso es que, debido a la necesidad de cambiar de puntos de apoyo y de configuración de conjuntos de ejes, 3 ocasiones fue necesario realizar apoyos mecánicos intermedios, directamente al suelo, de forma que se pudieran retirar los SPMTs, reconfigurarlos y reubicarlos en la nueva posición para poder proseguir con el avance.



Figura 20. Vista de una fase de la maniobra con el puente girado y desplazado respecto del trazado.



Figura 21. Vista del montaje en obra de la estructura metálica del tablero.



Figura 22. Vista del montaje en obra de la estructura metálica del tablero.



Figura 23. Apoyo mecánico provisional al terreno.

La maniobra estuvo en todo momento controlada por varios sistemas, algunos redundantes:

- Antenas GPS: 6 (2 en cola, 2 en clave de arco, 2 en punta), controlando tanto en planta como en alzado la situación del puente en tiempo real. Ver [figura 21](#).

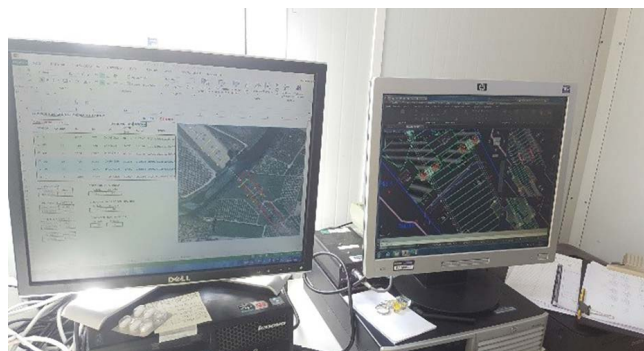


Figura 24. Vista de los monitores de control geométrico de la maniobra (antenas GPS).

- Dianas de topografía en laterales de las vigas cajón: en los momentos de parada, se controlan una serie de dianas para establecer puntos de control geométricos estratégicos. Ver [figura 22](#).



Figura 25. Vista de control topográfico midiendo a dianas dispuestas en las vigas.

- Barómetros de presión en los conjuntos SPMT, permitiendo controlar la distribución de cargas, siendo necesario en algunos casos correcciones de cota para redistribuir la carga. Ver [figura 23](#).



Figura 26. Vista de los barómetros incluidos en los conjuntos SPMT.

5. ANÁLISIS Y CONCLUSIONES

A mediados del mes de febrero de 2018 se llevó a cabo una maniobra muy singular que se concluyó con éxito, cumpliendo con los objetivos de calidad y seguridad exigidos desde un principio, sin provocar problemas de plazo con el resto del proyecto, y con plena satisfacción del cliente. Ver [figura 27](#).

Las condiciones particulares que reunía este proyecto para llevar a cabo un lanzamiento con medios tan poco habituales, demostraron ser válidos, sin que ello signifique que no se detectaron puntos débiles del sistema o puntos de mejora a tener en cuenta en futuros proyectos o maniobras similares, los cuales se describen brevemente a continuación.

Es cierto que este tipo de vehículos de transporte, SPMT, son muy versátiles, permitiendo realizar movimientos coordinados entre varios conjuntos sin necesitar un terreno perfectamente plano ni con una alta capacidad portante. Pero también es cierto que durante la maniobra hubo que acondicionar la plataforma de rodadura más de lo acordado inicialmente para minimizar riesgos durante el transporte, además de que la maniobra finalmente requirió de una huella de rodadura más grande que la teórica dibujada en planos. Ambas cosas entendibles, pero que es importante tener en cuenta.

También hay que tener en cuenta que un terreno encharcado o embarrado puede dificultar la maniobrabilidad de estos transportes, o incluso detener la maniobra (en el caso de que una de las ruedas sufra un giro relativo respecto al resto, al resbalar, por ejemplo).

Otra dificultad añadida es la gran cantidad de conjuntos independientes y separados distancias importantes que debían trabajar de forma simultánea. Una de las claves de este sistema es la perfecta sincronización entre todos los ejes, que se realiza desde una centralita y un cuadro de mandos único. El propio sistema tiene un programa que detecta cuando la señal de comunicación entre los distintos conjuntos no es lo suficientemente fuerte, y en ese momento detiene la maniobra. Esto significa que los movimientos se realizan siempre con las mayores garantías de seguridad, pero también que en casos como el del Júcar, con varios conjuntos con separaciones importantes, es frecuente que la señal no sea siempre todo lo buena que debería ser y se produzcan sucesivos parones en la maniobra hasta solucionar la debilidad de señal.

El hecho de no disponer de suficientes ejes como para poder realizar todas las maniobras de cambio de configuración de conjuntos de ejes y no necesitar realizar apeos mecánicos intermedios supuso algunos retrasos durante la maniobra. En casos en que la demanda de ejes no sea tan elevada o haya suficientes, este contratiempo podrá ser evitado.



Figura 27. Vista aérea del puente a falta de algunos acabados.

Donde este sistema no tiene competencia es en la agilidad y la libertad de movimientos, llegando en algunas ocasiones a realizar maniobras de rectificación del trazado del lanzamiento, cosa que con los métodos tradicionales no es posible. También ofrece gran libertad y flexibilidad en cuanto a correcciones de cota en cada uno de los apoyos. Como contrapartida, todos estos grados de libertad no siempre se pueden utilizar con la precisión que requiere el lanzamiento de una estructura de estas características, obligando a sucesivas correcciones tanto en planta como en alzado hasta lograr la posición deseada.

Este sistema te da un control permanente del valor de la carga en cada uno de los apoyos, posibilidad de corrección de cota, y además con los mismos elementos se realiza la maniobra de apeo sobre los apoyos definitivos, lo que también implica un importante ahorro en coste y en plazo. Ver [figura 28](#).



Figura 28. Apeo sobre apoyos definitivos mediante los conjuntos SPMT.

Finalmente, aunque con un sistema tradicional es posible que se pudiera haber llevado a cabo la maniobra en menos días, en

el caso de este proyecto ningún ahorro en plazo hubiera podido compensar el importante ahorro en acero estructural, tanto de elementos permanentes como de elementos provisionales, que permitió realizar el empleo de este sistema.



Figura 29. Vista aérea durante la prueba de carga.

Agradecimientos

Agradecer lo primero al equipo de obra, que realizó un trabajo magnífico, coordinando a la perfección a los distintos equipos que intervinieron en el proyecto y en la maniobra (por medio del Jefe de Grupo Luis Garay, del Jefe de Obra Joaquín Cerdá y el Jefe de Producción Carlos Misas). Especial reconocimiento al equipo de Topografía, tanto al de gGravity (Alfredo Muñoz y Germán Moro) como al de obra (Carmelo Martínez y José Luis Quiles). Por último, no por ello menos importante, agradecimiento al equipo de ALE, que hicieron posible una maniobra de una gran complejidad de ejecución (desde Javier Martínez y Salvador Salamanca, a Francisco Gómez y Javier Moreno).

Puente sobre el río Danubio en Bratislava (Autopista D4). Viaducto de Acceso Este, construido vano a vano mediante autocimbra

Bridge Over the Danube River at Bratislava (Motorway D4). East Approach Bridge, Built up Span by Span Using a Movable Scaffolding System

José M Simón-Talero Muñoz^a, Ramón M^a Merino Martínez^b, Ángel Carriazo Lara^c,
Javier Domínguez Martínez^d, David Walias Sánchez^d, Wojciech Włodzimirski^e,
Luis Martín-Tereso López^f

^a Doctor ingeniero de caminos, canales y puertos. TORROJA Ingeniería, SLP. Consejero Delegado.

^b Ingeniero de caminos, canales y puertos. TORROJA Ingeniería, SLP. Jefe de Proyectos.

^c Ingeniero de caminos, canales y puertos. TORROJA Ingeniería, SLP. Director Técnico.

^d Ingeniero de caminos, canales y puertos. TORROJA Ingeniería, SLP. Ingeniero de Proyectos.

^e Ingeniero de caminos, canales y puertos. FERROVIAL AGROMÁN, SA. D4R7 ppp, Structures Design Manager.

^f Ingeniero de caminos, canales y puertos. FERROVIAL AGROMÁN, SA. Engineering Services, Head of Bridges & Structures II.

Recibido el 14 de junio de 2019; revisado el 12 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El viaducto de Acceso Este al puente sobre el Danubio es un puente continuo de canto constante, de hormigón pretensado, de 1250.5 m de longitud total y 35 m de ancho. La sección tipo del puente se construye en dos fases, mediante autocimbra y carro de alas. El estudio detallado de la distribución no lineal de tensiones en la sección ha permitido optimizar la cuantía de pretensado necesaria, permitiendo definir únicamente pretensado interior adherente en la sección. Se ha eliminado la necesidad de definir pretensado exterior en el interior del cajón, como sucede en otras realizaciones recientes comparables.

PALABRAS CLAVE: Hormigón pretensado, Cajón, Voladizos, Vano a vano, Autocimbra, MSS, Torroja.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

East Approach viaduct to the bridge over the Danube river is a continuous prestressed concrete bridge, 1250.5 m long and 35 m wide. The bridge typical section is built up in two phases, using a movable scaffolding system and a wing traveler. A detailed study of the non-linear stress distribution on the deck typical section has been useful to optimize the prestressing steel quantification, in order to define a single internal bonded post-tensioning tendon system, not being necessary to design an extra external prestressing system inside the deck box core, as usual in other comparable recent realizations.

KEYWORDS: Prestressed concrete, Box girder, Overhangs, Span by span, Movable scaffolding system.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: rmerino@torroja.es (Ramón Merino)

Cómo citar este artículo: Simón-Talero, J.M., Merino, R.M., Carriazo, A., Domínguez, J., Walias, D., Włodzimirski, W., & Martín-Tereso, L. (2025). Puente sobre el río Danubio en Bratislava (Autopista D4). Viaducto de Acceso Este, construido vano a vano mediante autocimbra. *Hormigón y Acero*. 76(305):83-90. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2761>

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS NUEVOS ACCESOS

El consorcio D4R7, fruto de un contrato ppp, está construyendo en Bratislava la nueva autopista D4, que circunvala Bratislava por el sur entre las localidades de Jarovce (en la

frontera con Austria) e Ivanka pri Dunaji, y la nueva autopista R7 que nace en Bratislava y discurre paralela al río Danubio por su margen izquierda, en dirección sudeste, hasta la localidad de Dunajská Streda, próxima a la frontera con Hungría. El contrato incluye otras actuaciones, como la re-

modelación del enlace de Prievoz de la autopista E58, en el casco urbano de Bratislava.

Como parte del proyecto constructivo de la nueva autopista de circunvalación de Bratislava D4, se ha diseñado, y está actualmente en construcción, el paso de la autopista D4 sobre el Danubio. Dicho paso consta de 4 viaductos consecutivos, con una longitud conjunta de 2.932,5 m:

- El viaducto de Acceso Oeste, en la margen derecha del río Danubio, tiene una longitud total de 782 m.
- El viaducto del Kayak atraviesa un canal olímpico para la práctica de piragüismo, y tiene una longitud total de 470 m.
- El viaducto principal, o del Danubio, salta sobre el cauce habitual del río Danubio, y tiene una longitud total de 430 m.
- El viaducto de Acceso Este, en la margen izquierda del río Danubio, pasa por encima de la llanura de inundación del río y de distintos ramales fluviales del Danubio, entre los que destaca el Biskupické, y tiene una longitud total de 1250,5 m.



Figura 1. Vista aérea del Viaducto de Acceso Este durante su construcción.

Los viaductos de acceso son puentes ejecutados por fases, contruidos mediante autocimbra, mientras que los viaductos centrales son puentes contruidos mediante el método de avance en voladizo.

El paso de la autopista D4 sobre el Danubio tiene una anchura total de 35 m, y alberga el tronco de la autopista, una vía ciclista y otra peatonal. La calzada de la autopista ocupa los 25 m centrales del tablero: 4 carriles de 3.75 m de ancho, una banda central sobre mediana de 2 m de ancho, arceles interiores de 1.0 m y exteriores de 3.0 m. Como requerimiento de diseño, en situación de emergencia o a futuro, la calzada puede redefinirse para albergar 6 carriles de 3.5 m de ancho, 3 por sentido, y arceles interiores y exteriores de 1.0 m de ancho.

A cada lado de la calzada, la banda de 5.0 m de ancho de tablero restante se divide en dos zonas diferenciadas. Una primera zona próxima a la calzada, de 2.0 m de ancho que sirve para albergar la barrera de tráfico, una barrera antiviento y una zona técnica entre ambas que sirve, al igual que la banda central sobre mediana, para la ubicación de distintos elementos del puente, como anclajes de pórticos de señalización, cámaras de vigilancia, estaciones meteorológicas, farolas... La segunda zona, exterior a la primera, tiene 3.0 m de ancho y se extiende hasta el borde del tablero. Permite materializar la vía ciclista y la acera, al lado derecho e izquierdo del tablero, respectivamente.

Los puentes se diseñan con un trazado en planta recto. En alzado, el acceso desde los dos viaductos de acceso hacia los

centrales se define con rampas ascendentes de pendiente suave variable entre el 0.5% y el 1%. El punto alto del trazado se produce en el centro del vano central del puente sobre el Danubio, sobre un acuerdo convexo, en el que la rasante discurre un mínimo de 18 m por encima de la lámina de agua calculada para la situación de avenida estimada para un periodo de retorno de 100 años.

Los tableros se definen en toda su longitud con un peralte transversal en bombeo de 2.5%, a excepción de la vía ciclista y la acera, definidas con peralte del 2.5% hacia el eje del tablero. De esta manera, los imbornales de desagüe del tablero se disponen en la calzada, próximos a la barrera de tráfico exterior.

2. TABLERO

El viaducto de Acceso Este del puente sobre el Danubio tiene 1250.5 m de longitud total, dividida en 18 vanos de 65.0+16x70.0+62.5 m de luz. El viaducto salva la llanura de inundación de la ribera este del Danubio y varios ramales fluviales del propio río, alcanzando una altura sobre terreno de 18.5 m, en el entronque con el viaducto que cruza el cauce del río Danubio.

El tablero es continuo de canto constante, de hormigón pretensado tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.

Tiene una anchura total de 35 m. La sección tipo del tablero está constituida por un cajón central ampliado lateralmente por sendos voladizos sustentados sobre jabalcones prefabricados de hormigón armado.

Los materiales empleados en la construcción del tablero son: hormigón C50/60 en el cajón central y los voladizos laterales, hormigón C45/55 en los jabalcones, acero pasivo B550 S y acero activo Y1860 S7.

2.1. Cajón central

El cajón central tiene 11.3 m de ancho total a nivel de rasante y 4.3 m de canto constante. Las almas del cajón se definen inclinadas, con lo que el ancho del cajón en su base se reduce hasta 10.4 m.

El forjado superior se define acartelado entre almas, con tres zonas diferenciadas, una central de espesor constante de 0.3 m, y a cada lado de esta sendas zonas con transición lineal de espesores en una longitud de 2.265 m, hasta alcanzar 0.6 m en la unión con las almas.

De igual manera se define el forjado inferior, acartelado entre almas, con tres zonas diferenciadas, una central de espesor constante de 0.25 m, y a cada lado de esta sendas zonas con transición lineal de espesores en una longitud de 2.265 m, hasta 0.575 m en la unión con las almas.

A lo largo de los 13 m de tablero próximos al eje de pila el espesor del forjado inferior se define linealmente variable entre 0.25 m y 0.575 m, en el entronque con el diafragma de pila.

Por fuera del cajón se construyen en primera fase sendos voladizos de 1.5 m de longitud y canto variable, entre 0.6 m en el entronque con el alma y 0.42 m en sus extremos.

El cajón central y los citados voladizos completan un ancho central de 14.3 m de tablero que se construye en primera fase,

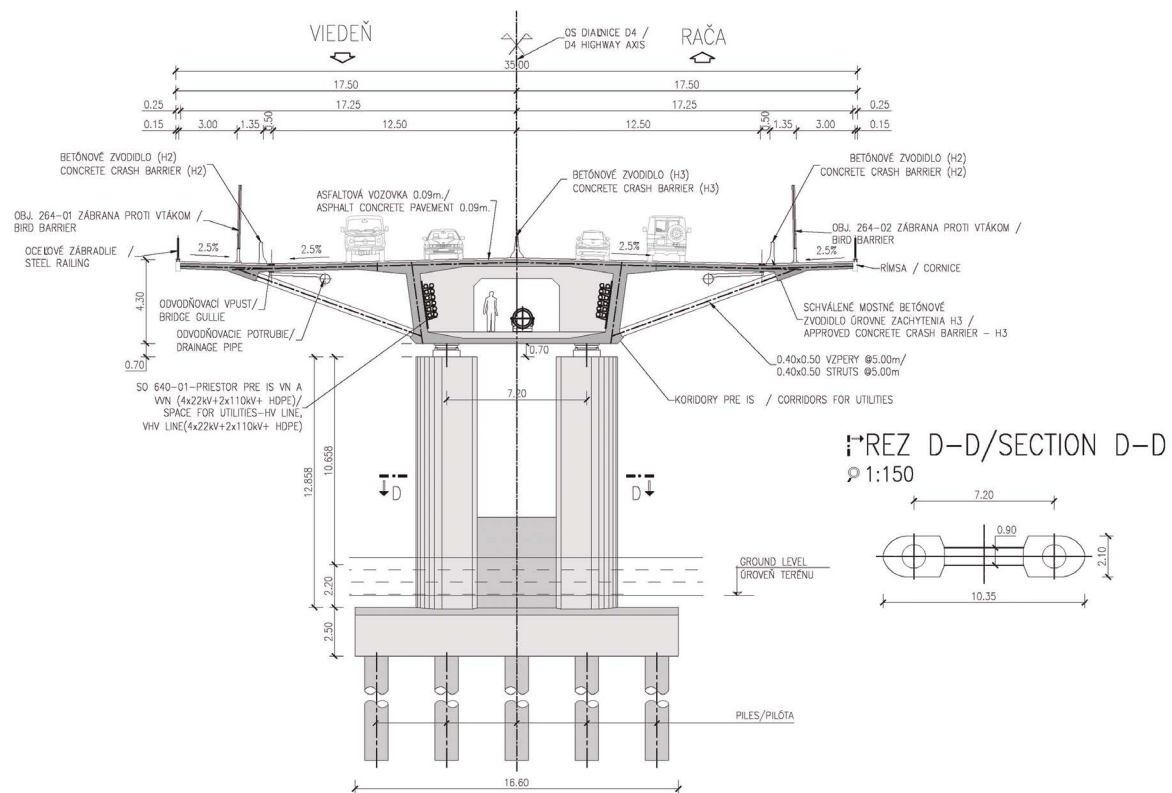


Figura 2. Sección tipo del viaducto por pila.

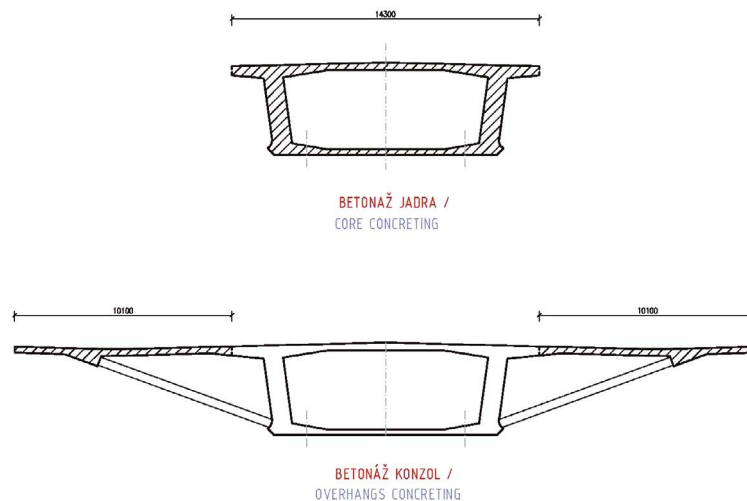


Figura 3. Fases de construcción de la sección tipo del tablero. Arriba se define el cajón central del tablero de 14.3 m de ancho, y abajo se definen los voladizos de 10.1 m de ancho.

como más adelante se explicará. Por fuera de esta banda central se construyen sendos voladizos de 10.1 m de ancho en segunda fase, que completan el ancho total del tablero de 35 m.

Las almas tienen 0.7 m de espesor constante, regresándose localmente hasta 0.9 m en las inmediaciones de las pilas. A 13 m del eje de pila, y a ambos lados de ésta, el espesor de las almas aumenta a 1.25 m de espesor, para permitir el cruce y anclaje de los tendones de pretensado longitudinal que discurren por las almas.

En pilas y estribos se definen diafragmas de 3.0 m y 2.5 m de espesor, respectivamente. Dichos diafragmas se definen con un paso de hombre extraordinariamente amplio, de 4.4 m de ancho

y 2.75 m de altura, con el objetivo principal de permitir el paso de los encofrados interiores del cajón a través de los mismos durante la construcción. Adicionalmente se definen 18 pasatubos circulares de 200 mm de diámetro a través del diafragma, para permitir el paso de servicios. Dada la poca altura de las pilas sobre el terreno, y la fácil accesibilidad a las mismas, no ha sido necesario definir un acceso a la cabeza de las mismas desde el tablero.

A lo largo de 550 m de longitud el tablero alberga en su interior una tubería de agua potable de 1.2 m de diámetro, procedente del puente sobre el Danubio adyacente, que abandona el mismo a través de su forjado inferior en las inmediaciones del diafragma de la pila 8.

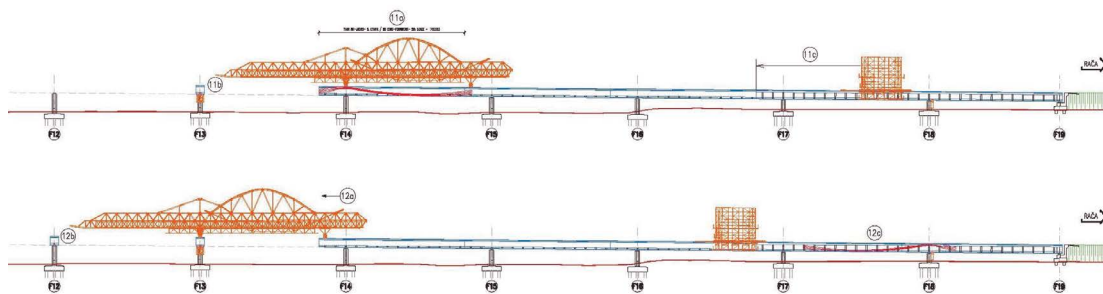


Figura 4. Detalle de las distintas fases del proceso constructivo: construcción del cajón central mediante autocimbra y pretensado del mismo en primera fase, y tres vanos por detrás construcción de los voladizos y pretensado del tablero completo en segunda fase.

2.2. Voladizos laterales

Por fuera del ancho central del tablero, y a cada lado de este, se construyen los voladizos en segunda fase. Cada voladizo se materializa mediante una losa de hormigón de 10.1 m de ancho sustentada cada 5 m mediante jabalones inclinados.

Se definen tres zonas diferenciadas en la losa de hormigón. En la proximidad del cajón central la losa se define de 0.3 m canto constante hasta una distancia de 6.35 m de este. A continuación se define una banda, de 1.5 m de ancho a lo largo de todo el tablero, en la que el espesor de la losa aumenta hasta 0.805 m. En esta zona rigidizada empotran los extremos superiores de los jabalones. A partir de este nervio longitudinal se materializa un voladizo exterior puro de 2.25 m de longitud, de canto variable entre 0.3 m y 0.25 m en su extremo.

Los jabalones, prefabricados de hormigón armado, se definen de sección constante 0.5x0.4 m² y 8.5 m de longitud. Los jabalones, en su extremo superior empotran en la losa forjado, mientras que en su extremo inferior apoyan en el lateral del cajón, a la altura del centro de gravedad del forjado inferior. No se define ningún tipo de elemento pasante entre jabalcón y cajón.

El inferior del jabalcón se ha diseñado con una superficie macho cilíndrica que casa perfectamente con la superficie del cajado. En fase constructiva, durante la colocación del jabalcón, éste apoya contra el cajón en unos pequeños tacos de goma interpuestos, que resisten la compresión producida por su propio peso. Dichos tacos de goma materializan un pequeño hueco de 20 mm de espesor entre ambas superficies de hormigón. Previamente al hormigonado de la losa forjado se inyecta una pequeña banda de dicho hueco, dejándose para después del hormigonado de la losa la inyección completa del recinto. De esta manera se absorben los pequeños giros producidos en la base del jabalcón debidos a la flexibilidad de los medios auxiliares empleados para la construcción del voladizo.

2.3. Proceso constructivo

Atendiendo a la sección tipo, el tablero se construye en dos fases. En una primera fase se construye el ancho central del tablero, o núcleo central, de 14.3 m de ancho. En segunda fase se construye el sistema de puntal-jabalón que constituye los voladizos, de 10.1 m de ancho, a cada lado del tablero.

De acuerdo con los condicionantes de diseño, la construcción del tablero se ha realizado afectando lo menos posible el entorno del viaducto, de alto valor ambiental. Los medios auxiliares empleados solo han requerido de apoyo en la subestructura del puente y en las zonas previamente ejecutadas del tablero.

2.3.1. Construcción del núcleo central del tablero

La construcción del núcleo central del tablero se realiza vano a vano, o por fases, mediante el empleo de una autocimbra. Esta parte central del tablero se ha construido por tanto en 18 fases.

La construcción se ha realizado desde el estribo final del viaducto, más alejado del cauce del Danubio, hacia el inicial, para simplificar el montaje de la autocimbra y evitar conflictos innecesarios con las obras de construcción del viaducto del Danubio.

Por detrás del estribo final se permite un montaje y avance inicial de los medios auxiliares (cimbra, carro de alas, ...) más sencillo, sobre el terraplén de la autopista.

El estribo inicial no es convencional, tratándose más bien de una doble pila, o pila estribo, sobre la que apoya también el

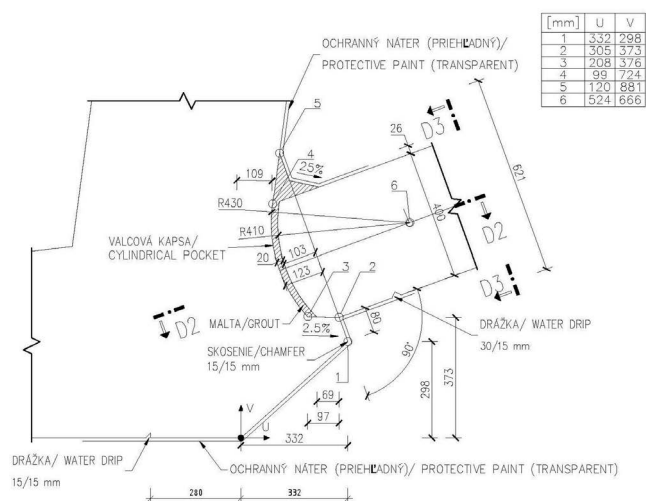


Figura 5. Detalle del contacto entre jabalcón y cajón.

El contacto entre jabalcón y cajón se materializa en unos cajados diseñados expresamente en el propio cajón. El extremo in-

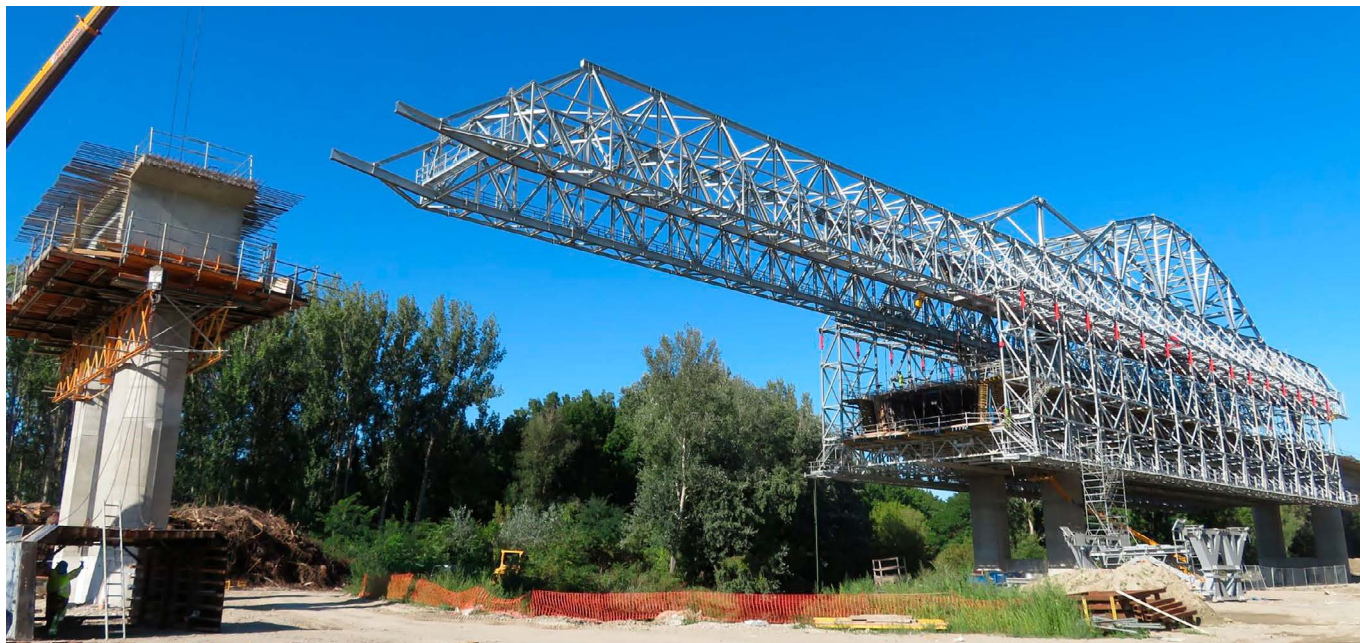


Figura 6. Vista general de la autocimbra sobre el tablero. A la izquierda se observa una dovela 0 sobre pila.

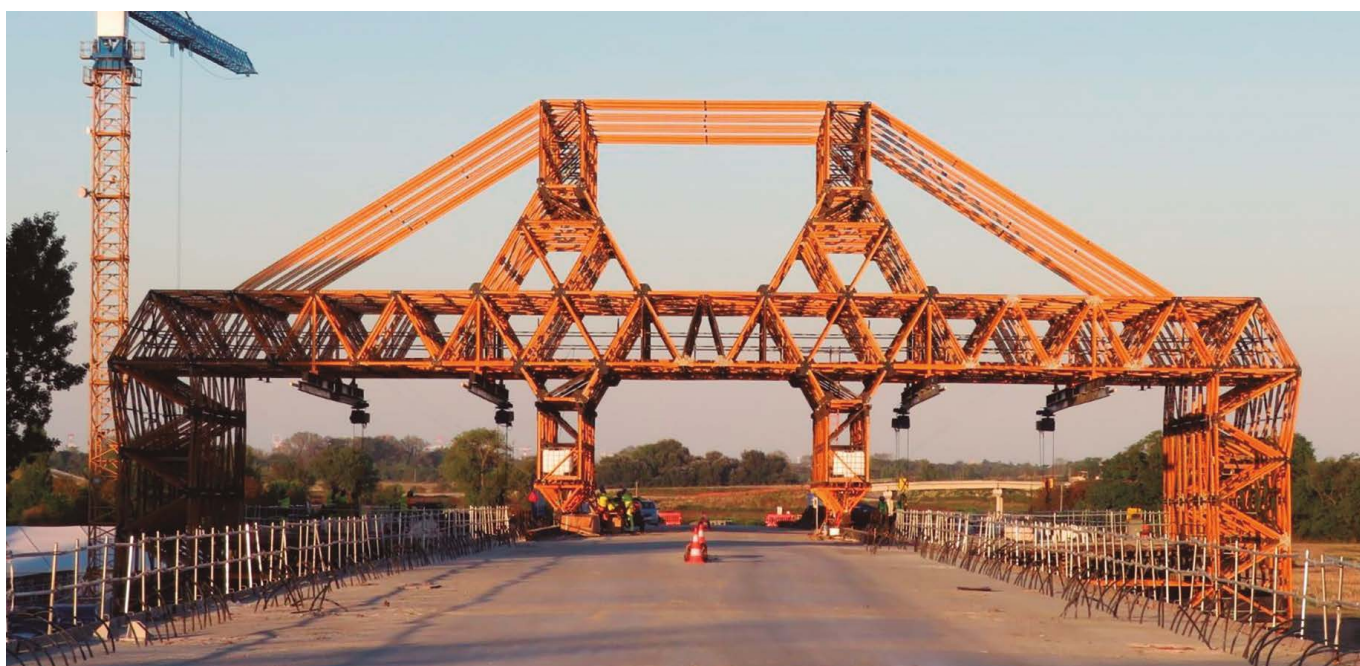


Figura 7. Vista general del carro de alas montado sobre el tablero.

puente del Danubio. Dadas las posibles interferencias durante la construcción de ambos puentes, que será realizada simultáneamente por dos equipos independientes, se desaconseja el montaje de la autocimbra en este extremo del puente. Además, la inexistencia de terraplén a cota del tablero en este punto, tras el estribo, obligaría a montar la autocimbra bien sobre el tablero del puente del Danubio previamente ejecutado o bien sobre una cimbra construida exprofeso sobre el terreno. Ambos casos han sido descartados por su complejidad desde el punto de vista de diseño y constructivo.

La solución de autocimbra empleada ha de apoyar en todo momento sobre las partes del tablero previamente construidas.

Por este motivo, con anterioridad a la llegada de la autocimbra, ha sido necesario construir sobre las pilas los tramos de 4.0 m del núcleo central del tablero coincidentes con diafragma (Dovelas 0). Estos tramos de tablero se han construido sobre los aparatos de apoyo definitivos, y han sido bloqueados mediante un útil metálico provisional con la intención de evitar deslizamientos y vuelcos durante la construcción. De igual manera se han construido dovelas 0 similares sobre los estribos.

En una primera fase, la autocimbra apoya sobre la dovela 0 de tablero de pila y sobre la dovela 0 de tablero de estribo. Sobre ella se construye el vano inicial y un tramo de 13 m de longitud del vano siguiente (18.5% de la luz), que queda en



Figura 8. Vista general durante la construcción, en el momento de desencofrado de una fase de cajón central.

voladizo. De esta manera las dovelas 0 quedan incorporadas al vano ejecutado, y sus sistemas de bloqueo provisional pueden ser eliminados. A continuación, la autocimbra avanza sobre el tablero previamente ejecutado hasta el vano siguiente, apoya sobre la siguiente dovela 0 de pila y sobre el frente de la fase de tablero recién construida. En esta situación se procede a construir los 57 m restantes de dicho vano (79.5% de la luz) y un tramo de 13 m de longitud del vano siguiente. La longitud de una fase constructiva coincide con la longitud del vano tipo de 70 m. Los frentes de fase, como se ha comentado, se definen a 13 m de pila.

El ciclo de construcción de un vano completo mediante autocimbra ha durado un promedio de 2 semanas y media.

2.3.2. Construcción de los voladizos del tablero

Debe existir al menos un decalaje de tres vanos entre las actividades de construcción de las distintas partes del tablero. Es decir, construido el núcleo central del vano 4 podría iniciarse, si así le conviene a la Obra, la construcción de los voladizos del vano 1.

Los voladizos se construyen también por fases, habiéndose definido un total de 63 fases a lo largo del tablero. La primera y última fases son especiales y se ejecutan in situ sobre cimbra convencional, mientras que el resto de fases tienen 20 m de longitud y se construyen utilizando un carro de alas.

El carro de alas desliza sobre el núcleo central del tablero, y permite la colocación de los jabalcones en posición y el armado y hormigonado de la losa forjado.

2.4. Pretensado longitudinal

El pretensado longitudinal del tablero es complejo, resultando uno de los elementos de mayor interés del viaducto.

Atendiendo a la disposición del pretensado dentro de la sección se distinguen tres tipos de pretensado:

- Pretensado longitudinal de almas. Se definen 16 tendones de 31 cordones de 150 mm² de sección a lo largo de todo el tablero, 8 tendones por alma.
- Pretensado longitudinal del forjado superior. Se definen 6 tendones (8 en las pilas extremas) de 19 cordones de 150 mm² de sección y 26 m de longitud, centrados sobre pila.
- Pretensado longitudinal del forjado inferior. Se definen 4 tendones de 19 cordones de 150 mm² de sección en los vanos extremos, así como en los 3 vanos centrales que apoyan en las pilas que actúan como punto fijo longitudinal del tablero.

Atendiendo al momento de tesado, podemos distinguir entre aquellos que son tesados una vez construido el núcleo central del tablero, y aquellos que lo son una vez construida la sección completa del tablero, núcleo y voladizos:

- La mitad del pretensado longitudinal de las almas, 4 tendones por alma, se introduce en la sección del núcleo central del tablero, mientras que la otra mitad del pretensado se introduce en la sección completa del tablero.
- Todo el pretensado longitudinal del forjado superior se introduce en la sección del núcleo central.
- El pretensado longitudinal del forjado inferior se introduce en la sección del núcleo central en los vanos extremos del tablero, mientras que en los vanos centrales se introduce en la sección completa.

En líneas generales, atendiendo al estado tensional longitudinal del núcleo central del tablero, el pretensado introducido en la sección parcial es más eficaz que el introducido en la sección completa, que tiene una mayor área. No obstante, atendiendo al estado tensional longitudinal de los voladizos, que se construyen en segunda fase, y por tanto a tiempo cero no reciben compresión alguna del pretensado introducido con anterioridad a su construcción, es necesario introducir una parte impor-

tante del pretensado en la sección completa. El hecho de que la construcción de la sección tipo se realice en dos fases influye notablemente en la cuantía de pretensado resultante.

Se ha realizado un estudio detallado de elementos finitos para analizar la distribución no lineal de tensiones en el ancho de la sección debido al arrastre por cortante. Este estudio ha permitido evaluar de manera precisa el máximo nivel tensional alcanzado en el voladizo. Ha permitido reducir significativamente la cuantía de pretensado longitudinal del tablero, de tal manera que se ha podido definir todo el pretensado interior adherente, evitando la necesidad de definir adicionalmente un pretensado exterior por el interior del cajón, como se ha hecho en puentes similares existentes, comparables en luces y anchos con el puente objeto de este artículo. Este estudio se presenta en un artículo aparte de este mismo congreso, titulado "Puente del Danubio en Bratislava. Análisis del fenómeno de arrastre por cortante y del complejo proceso constructivo de un tablero de 35 m de ancho".



Figura 9. Detalle del regresamiento de las almas para el cruce y anclaje de los tendones de pretensado de alma.

Los tendones definidos por las almas del cajón se definen de la longitud de un vano. Todos los tendones se cruzan, no habiéndose definido en ningún caso acopladores. Dada la gran densidad de tendones que circula por el alma, se ha definido el anclaje de los mismos, y por tanto la zona de cruce de los

tendones que solapan, en dos secciones diferentes del tablero, simétricas respecto del eje de pila. La mitad de los tendones, que se tesan nada más construir el núcleo central del tablero, anclan en el frente de fase construido mediante autocimbra, a 13 m de distancia del eje de pila, mientras que la otra mitad de los tendones, tesados a sección completa, anclan en la sección de tablero simétrica respecto del eje de pila, es decir, 13 m por detrás de la pila. En ambas secciones se define un regresamiento de las almas para albergar las trompetas de pretensado.

2.5. Pretensado transversal

Dada la tipología y las dimensiones de los voladizos del tablero, ha sido necesario definir un pretensado transversal a través de la losa forjado superior del tablero, consistente en tendones compuestos por 4 cordones de 150 mm², dispuestos cada 0.8 m de tablero.

Dicho pretensado sirve para contrarrestar la tracción transversal producida en la losa forjado del voladizo, al actuar como puntal en el sistema puntal-jabalcón diseñado.

Los tendones se disponen en vainas plásticas estancas inyectadas, lo cual ha permitido aceptar cierto grado de fisuración para la combinación frecuente de acciones.



Figura 10. Vista inferior del tablero



Figura 11. Paso de la autopista D4 sobre el río Danubio. Vista general durante la construcción, desde el acceso este.



Figura 12. Paso de la autopista D4 sobre el río Danubio. Vista general durante la construcción del viaducto de acceso este y de parte del puente sobre el Danubio, ambos diseñados por Torroja Ingeniería, SL.

3. SUBESTRUCTURA

Todas las pilas del tablero tienen forma de U. Se definen dos columnas independientes, una bajo cada alma, unidas en su base mediante un diafragma de hormigón armado.

El viaducto se diseña en zona sísmica.

Las cuatro pilas centrales del tablero materializan el punto fijo longitudinal del tablero. El tablero apoya en estas pilas sobre dos aparatos de apoyo esféricos fijos. En el resto de pilas el movimiento longitudinal del tablero es libre.

En sentido transversal, en función de la altura de la pila, y

por tanto de su flexibilidad, se dispone coacción al desplazamiento en una de las columnas o en las dos.

Todas las pilas están cimentadas en profundidad mediante 15 pilotes de 1.2 m de diámetro y una longitud media de 20 m.

4. ACTIVIDAD DESARROLLADA POR TORROJA

Torroja Ingeniería, SLP ha proyectado este viaducto y está desarrollado en la actualidad las labores de asistencia técnica durante las obras de construcción.

Evaluación y diagnóstico del puente Pedro de Valdivia. Viga Gerber de hormigón armado del año 1954

Evaluation of Pedro de Valdivia Bridge. A 1954 Concrete Gerber Beam.

Iván Campo Rumoroso^{a,*}, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez^b, Frank Schanack^c, Jorge De Vena Retuerto^d, Haritz García Coca^e y Marcos Jesús Pantaleón Prieto^f

^a Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.

^b Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad de Cantabria

^c Dr. Ingeniero. Universidad Austral de Chile. Director del Instituto de Obras Civiles.

^d Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.

^e Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. WSP Spain. Bridge Department.

^f Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático de Estructuras Metálicas.

Recibido el 15 de junio de 2019; revisado el 12 de febrero de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El Puente Pedro de Valdivia, ubicado en la ciudad chilena de Valdivia, fue abierto al tráfico en el año 1954 y desde entonces ha sido una de las principales arterias de la ciudad. Se trata de un cajón de hormigón armado multicelular con una luz principal de 69 m y una configuración estructural del tipo viga Gerber. Durante el gran sismo del año 1960 los vanos laterales resultaron gravemente dañados lo cual obligó a su llevar a cabo labores de reparación. En el año 2016 el MOP decidió llevar a cabo el proyecto de ampliación, para lo cual fue necesario llevar a cabo la evaluación y diagnóstico del puente a partir de ensayos y mediciones realizados sobre el puente.

PALABRAS CLAVE: load rating, ensayos no destructivos, hormigón armado, viga Gerber, diagnóstico.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Pedro de Valdivia Bridge, located in the city of Valdivia (Chile), was opened to traffic in 1954. Since the beginning, the bridge has become one of the main streets of the city. The bridge is a multicellular reinforced concrete bridge. The main span is 69 m and its structural type is Gerber Beam. During 1960 Great Valdivia Earthquake the approach spans were seriously damaged and the bridge was repaired and retrofitted. In 2016 the MOP decided to design the widening of the bridge, which includes the evaluation of the bridge based on essays and measurements performed on the bridge.

KEYWORDS: load rating, non-destructive essays, reinforced concrete, Gerber Beam, evaluation.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: orramos@gmail.com (Óscar Ramón Ramos Gutiérrez)

Cómo citar este artículo: Ramos, O.R., Campo, I., Schanack, F., de Vena, J., García, H. & Pantaleón, M.J. (2025). Evaluación y diagnóstico del puente Pedro de Valdivia. Viga Gerber de hormigón armado del año 1954. *Hormigón y Acero*. 76(305):91-97. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2779>

1.

HISTORIA DEL PUENTE

1.1. Proyecto Original

El puente Pedro de Valdivia une el centro de la ciudad de Valdivia, en Chile, con el sector residencial de Isla Teja. Fue proyectado en 1946 por el ingeniero alemán Federico Wiese Isense, que previamente había proyectado el Puente Calle Calle, de características muy similares, también en la ciudad de Valdivia. El proyecto fue realizado en el contexto del cuarto

centenario de la ciudad, fundada en el año 1552 por el extremeño Pedro de Valdivia.

Su construcción duró hasta el año 1953, abriéndose al tráfico en el año 1954 e inaugurado oficialmente el 12 de marzo de 1955.



Figura 1. Puente durante la construcción. Fuente: Colección Museo Histórico Nacional



Figura 2. Puente tras el Sismo de 1960 Fuente: Bifurcaciones.

El puente se enmarca en un contexto donde el hormigón pretensado todavía estaba en un estado inicial y se estaba adentrando en el rango de las luces medias [1]. Por otra parte, se habían proyectado puentes de hormigón armado rotulados para una luz muy similar tanto en Brasil (Puente sobre el río Peixe), como Argentina (Puente sobre el río Leyes) o en misma ciudad de Valdivia (Puente Río Calle Calle) [2].

Del proyecto original únicamente se conserva una breve memoria descriptiva de apenas dos páginas.

1.2. Sismo de Valdivia del 1960

El 22 de mayo de 1960 ocurrió el que se conoce como el Terremoto de Valdivia. Se trata del mayor sismo registrado instrumentalmente de la historia, con una magnitud de 9.5 en la escala Richter.

El puente sufrió daños significativos, principalmente en los vanos de acceso, pero no colapsó su tramo central. De acuerdo con los planos del proyecto de reparación, los daños fueron los siguientes:

- El puente asentó globalmente aproximadamente 80 cm.
- Se produjo un deslizamiento de la costanera del lado Valdivia Centro hacia el río, lo cual supuso un desplazamiento significativo de las cimentaciones laterales y de los estribos. Esto afectó a los marcos de los vanos de acceso que resultaron gravemente dañados.

El proyecto de reparación incluyó la sustitución completa de los vanos laterales, incluyendo estribos, que pasaron de marcos de hormigón armado a un único vano formado por 4 vigas

metálicas. Además, fue necesario realizar un levante de 37 cm en la pila lateral del lado Valdivia del tramo central. Tanto esta pila como su simétrica fueron reforzadas ejecutando una nueva pila envolvente de la anterior.

1.3. Descripción del puente

1.3.1. Descripción general

Teniendo en cuenta el diseño original y las reparaciones llevadas a cabo, la geometría definitiva es la de un puente de 239 m de longitud dividido en 5 vanos: dos vanos de acceso metálicos de 35 m de luz, y un tramo central de 169 m conformado por dos vanos laterales de 50 m de longitud y un vano central de 69 m. El ancho es de 11.10 m.

1.3.2. Tramo central

El tramo central consiste en una viga Gerber cuya sección es un cajón de hormigón armado multicelular. Como es sabido, la viga Gerber es una viga isostática donde se disponen unas rótulas en el vano central con el fin de lograr una ley de momentos flectores muy similar a la de una viga continua. En este caso las rótulas se dispusieron a 19.15 m de la pila.

El cajón de hormigón está formado por dos células en la mayor parte del tablero, a excepción de las dos dovelas más próximas a las pilas centrales, donde se incluyó una losa intermedia adicional. También se dispusieron diafragmas de hormigón aproximadamente cada 5 m en el cajón.

El canto del cajón varía entre los 2 y los 8 m aproximadamente y el ancho del cajón es de 6.15 m.



Figura 3. Panorámica del Puente Pedro de Valdivia



Figura 4. Alzado del puente.

1.3.3. Vanos de acceso

Los vanos de acceso son simétricos. La luz es de 35 m y está formado por 4 vigas metálicas espaciadas 2.2 m. El canto de las vigas es 1.91 m.

1.3.4. Subestructura

Las pilas del puente son de dos tipos. Las pilas 1 y 4 son del tipo cajón, mientras que las pilas 2 y 3 son de tipo muro.

Las pilas 1 y 4 consisten en un cajón que envuelve las columnas existentes en el puente original. El cajón tiene un ancho de 11.54 m y un canto de 3.3 m. El cajón se apoya sobre la cimentación original del puente, que quedó dañada durante el sismo de 1960. La conexión se ha realizado aprovechando el armado de las columnas originales. El puente en estas pilas dispone de apoyos deslizantes en sentido longitudinal y se encuentra topado en sentido transversal, incluyendo barras antisísmicas diagonales.

Las pilas 2 y 3 constan de una sección maciza de hormigón armado. Esta sección es semicircular en los lados, y presenta un ligero canto variable.

Las cimentaciones en los todos los casos son cajones de hormigón armado, asentados a una profundidad que se estima entre los 12 y los 15 m. en base a la memoria del proyecto original y los sondeos realizados.

1.4. Motivación del proyecto

Actualmente el puente se ha convertido en un icono de la ciudad y una de las principales arterias de ésta. Además, en el año 2019 seguía siendo el único acceso para vehículos pesados al sector de Isla Teja. El crecimiento de este sector ha provocado que la capacidad viaria del puente sea insuficiente, y que, por lo tanto, la ciudad esté planeando la construcción de nuevos puentes de acceso tales como el Puente Cau-Cau o el puente Cochrane. Sin embargo, debido a su ubicación estratégica, el MOP también planteó la posibilidad de ampliar el puente Pedro de Valdivia. Debido a que el entramado viario de la ciudad está ligado a la ubicación del puente, la ampliación debía plantearse en el emplazamiento del puente existente, ampliando a ambos lados, dado que no era posible por limitación de espacio proyectar un puente en paralelo como se hizo con el puente Calle-Calle en la misma ciudad.

Lo anteriormente expuesto, sumado al hecho de que se trate de una figura icónica para la ciudad, así como el hecho de que no sea posible interrumpir el tráfico sobre el puente

en ningún momento provocó que la primera opción que se estudió fue la de aprovechar el puente existente. Para ello fue necesario llevar a cabo en una primera fase la evaluación y diagnóstico del puente en base a una campaña de ensayos realizada sobre el puente.

2.

DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

El equipo de la Universidad Austral de Chile en colaboración con WSP Spain llevó a cabo una campaña de ensayos no destructivos sobre el puente con el fin de analizar el estado de este. Cada uno de ellos se explica a continuación:

2.1. Determinación del índice esclerométrico

La prueba consiste en el rebote de una masa elástica con una cantidad fija de energía sobre una superficie de hormigón a ensayar y permite obtener la dureza de este. A su vez, es posible correlacionar la dureza del hormigón con su resistencia. Lo ensayos se realizaron según lo establecido en la normativa NCh 1565. Of 2009 Hormigón-Determinación del índice esclerómetro [3].

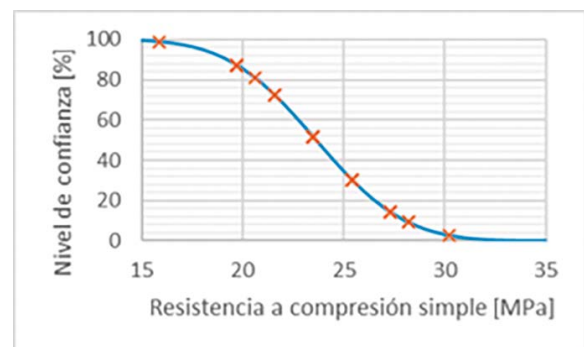


Figura 5. Distribución normal acumulada de resultados.

Se llevaron a cabo 27 mediciones a lo largo del tablero, arrojando resultados que varían entre los 30 MPa y los 15 MPa aproximadamente. Suponiendo que el hormigón posee similares características en todo el puente, se llevó a cabo un tratamiento estadístico para determinar la resistencia del hormigón para distintos niveles de confianza.

De acuerdo con la NCh 1998 [4] se establecieron 3 niveles fracción defectuosa admitida: 5%, 10% y 20%, que se correspondían con un nivel de confianza del 95%, 90% y 80% respectivamente. Teniendo en cuenta los factores de conversión de probeta cilíndrica a probeta cúbica establecidos en la NCh 170 [5] las resistencias consideraras para la evaluación fueron:

TABLA 1.
Resistencia del hormigón supuesta.

Confianza	Cúbica (MPa)	Cilíndrica (MPa)
95%	17.7	14.2
90%	19.1	15.2
80%	20.7	16.6

En el caso de las pilas, las muestras fueron una por pila, a excepción de la pila 1 donde fueron 2. En este caso, se tomó 20 MPa de resistencia a compresión simple medido en probeta cúbica.

2.2. Auscultación de la armadura del hormigón

La determinación de la cantidad, disposición diámetros aproximados y recubrimientos de la armadura de refuerzo en cajón y pilares se realizó mediante un procedimiento de prospección electromagnético

El proceso consistió en un barrido en horizontal y vertical en varios niveles con el propósito de tener una estadística aceptable. Gracias a este procedimiento se pudieron determinar aproximadamente las armaduras a lo largo del puente, y determinar una serie de secciones tipo de armadura representativas.

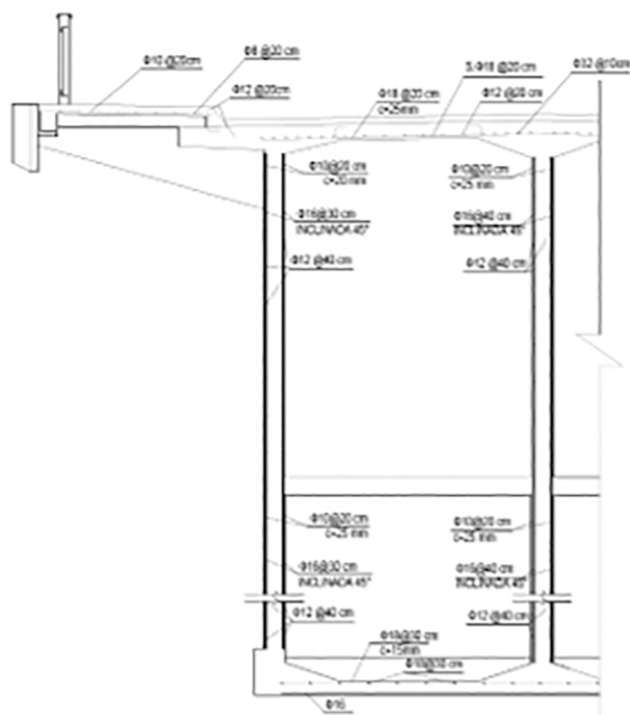


Figura 6. Sección tipo pila.

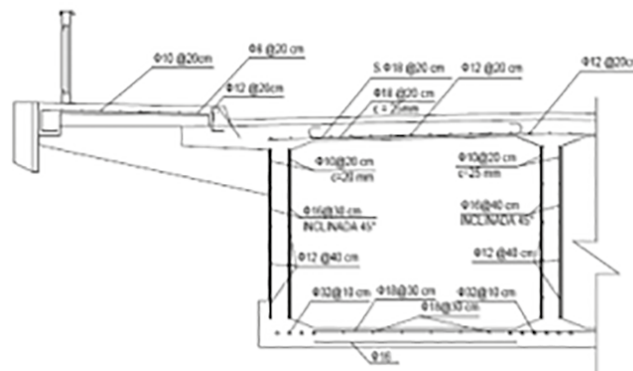


Figura 7. Sección tipo positivo.

La determinación de las características mecánicas de las barras se hizo a partir de ensayos que la Universidad Austral de Chile realizó en el año 2010. En este caso el número de muestras fueron 8, y se realizó igualmente un tratamiento estadístico para determinar la resistencia del acero a tracción para los distintos niveles de confianza. Los resultados se muestran a continuación

TABLA 2.
Resistencia del acero de refuerzo supuesta.

Confianza	Fy (MPa)	Fu (MPa)
95%	297	400
90%	325	431
80%	358	468

2.3. Ensayos de carbonatación del hormigón

En los puntos donde se realizaron los ensayos del índice esclerométrico se hicieron también ensayos de carbonatación del hormigón mediante la prueba de fenolftaleína.

Los resultados mostraron que en ciertos puntos la carbonatación había alcanzado la armadura, lo cual se corroboró con la inspección visual.

2.4. Medición de la dureza Brinell del acero estructural

El grado del acero estructural del tablero de los vanos de acceso se determinó a partir la medición de la dureza Brinell del acero mediante durómetro portátil.

De acuerdo con los aceros comerciales disponibles cuando se realizó el proyecto de reparación del puente se determinó que el acero empleado en las vigas fue el A 34-19 S.

2.5. Inspección visual

La inspección visual consistió en una visita al puente donde se tomaron fotografías de todos los defectos observados y se valoraron estos en una escala que va desde el 7 (No requiere atención especial) al 3 (Requiere que se tomen medidas inmediatas). Los defectos pueden afectar a tres propiedades del puente: resistencia, seguridad vial o durabilidad

Se asignó una nota de 4 al puente: requiere atención a corto plazo. Los principales defectos observados fueron:

- Apertura de juntas abiertas en aceras.
- Existencia de tubería con filtraciones dentro del cajón y ausencia de desagüe.

- Armaduras de la rótula fuertemente corroídas
- Barras antisísmicas y placas del estribo 2 fuertemente corroídas.



Figura 8. Estado barras antisísmicas.

Dentro del marco del proyecto se desarrolló un plan de conservación que incluyó medidas para subsanar todas las deficiencias observadas

2.6. Prospección subacuática

La inspección visual se complementó con una prospección subacuática que sirvió para analizar el estado de las cimentaciones y el nivel de socavación.

No se observaron deficiencias graves, si bien se observaron numerosas juntas frías y nidos en los cajones.



Figura 9. Ejemplo de junta en cajón.

2.7. Levantamiento geométrico

El levantamiento geométrico permitió la elaboración de planos de definición geométrica completa del puente a través de mediciones directas e indirectas.

3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE

3.1. Introducción

El documento de referencia que se utilizó para la evaluación fue el *Manual for Bridge Evaluation* [6] de la AASHTO. En este

manual se usan ciertos conceptos que resultan de gran utilidad en la evaluación estructural de puentes y que se explican a continuación.

El primero es el *Rating Factor* (RF). Se define RF como la relación entre la capacidad estructural del puente para resistir la carga viva y la carga viva aplicada sobre este. Expresado en forma de ecuación:

$$RF = \frac{C - Y_{DC}DC - Y_{DW}DW \pm Y_P P}{\gamma_{LL}LL} \quad (1)$$

En la ecuación anterior, C es la capacidad de la estructura, DC son las cargas permanentes de valor constante, DW las cargas permanentes de valor no constante, P es el pretensado en el caso de que lo hubiera y LL son las cargas vivas. Estas cargas a su vez van ponderadas por el factor de combinación γ .

La capacidad de la estructura (C) es el resultado de multiplicar la tensión (f_r) o resistencia nominal (R_n) por tres factores:

- Factor de resistencia definido en la AASHTO LRFD [7] (ϕ).
- Factor de condición, que depende del estado de la estructura y varía entre 1 para estructuras en buen estado y 0.85 para estructuras en un estado de conservación deficiente (ϕ_c).
- Factor de redundancia, que depende de la geometría del tablero y el tipo de uniones empleadas. También varía entre 1 y 0.85 (ϕ_s).

Cabe señalar que para el cálculo de la resistencia nominal solamente se ha de descontar el material deteriorado, y que la multiplicación de los factores de sistema y condición tiene un límite inferior de 0.85.

Para las cargas permanentes DC y DW y sus factores de combinación γ rige lo establecido en la AASHTO LRFD [7] en función del tipo de combinación.

La carga viva a considerar depende de la administración. Como regla general se consideran tres tipos de cargas vivas:

- Diseño: Se corresponde con el camión HS- 20 y el tren de cargas HL-93. Se consideran dos factores de combinación en este caso: Inventory ($\gamma_{LL}=1.75$), que se corresponde con el factor de diseño de la AASHTO LRFD [7] y Operating ($\gamma_{LL}=1.35$), que se corresponde con un diseño, que, si bien no se ajusta a los estándares actuales, se considera aceptable en ciertos casos.
- Legales: Se trata de una lista de camiones definidos por cada administración que están autorizados a circular por las carreteras. El factor de combinación lo define cada administración.
- Permitidos: Se trata de camiones excepcionales que han de ser evaluados para permitir su circulación por el puente. Se evalúan para la combinación de Strength II con el factor de combinación definido por la administración.

Conocido el RF, y conocido el peso de la carga viva, en el caso de que la capacidad no fuera suficiente, se puede determinar el peso límite en el puente y proceder a señalarlo.

3.2. Evaluación del tablero

La evaluación estructural del puente se pudo realizar gracias a la información recabada en el trabajo de campo. Esta informa-

ción quedo reflejada en unos planos de definición geométrica donde también se incluyeron las armaduras detectadas.

El primer paso fue la determinación de la capacidad estructural de las secciones. Se analizaron todas las secciones, resaltando las secciones críticas del puente: flector máximo en vano lateral, flector máximo en vano central y flector mínimo a negativo. Para cada una de estas secciones se consideraron las propiedades materiales de acuerdo a los distintos niveles de confianza:

TABLA 3.
Momento nominal.

Nivel de confianza	Lateral (kN.m)	Central (kN.m)	Pila (kN.m)
95%	31580	25580	-169249
90%	34441	27979	-175029
80%	38040	30806	-192625

El segundo paso fue la obtención de los esfuerzos. Para ello se elaboró un modelo estructural tipo viga en SOFISTIK.

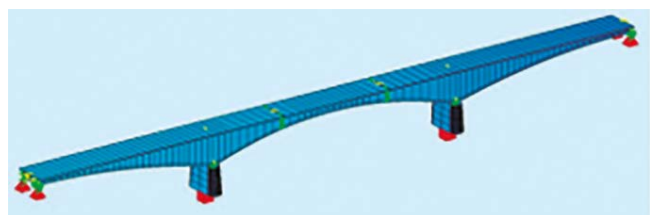


Figura 10. Modelo estructural.

A efectos de carga viva, se consideraron únicamente dos trenes de carga: el HS-20 y el HL-93. En el caso del HS-20, se multiplicó por un factor adicional a los ya definidos en la AASHTO LRFD [7] de 1.2 de acuerdo con el Manual de Carreteras [8].

Una vez definida la capacidad de la sección y los esfuerzos en ésta, se pudo proceder a calcular el Rating Factor. En la siguiente tabla se muestra el ejemplo de los distintos valores obtenidos para el caso del vano lateral.

TABLA 4.
Rating Factor en Vano Lateral.

Combinación	N. C. 95%	N. C. 90%	N. C. 80%
HL-93 Inv	0.496	0.637	0.802
HL-93 Op	0.644	0.825	1.04
HS-20 Inv	0.678	0.87	1.096
HS-20 Op	0.879	1.127	1.42

La principal conclusión de la evaluación del tablero fue que la resistencia a flexión del puente era satisfactoria en las secciones críticas dentro de unos valores aceptables, es decir, nivel de confianza de un 80% en los materiales y un camión HS-20 en operating. Sin embargo, teniendo en cuenta que las normativas son cada vez más restrictivas, no era posible asegurar la resistencia del puente de acuerdo con la normativa vigente. Además, existían zonas donde los resultados resultan totalmente ilógicos -RF<0 que implican que el puente no resiste ni su propio peso-. Estos resultados probablemente se debían a la

dificultad para obtener las armaduras en el puente debido a las limitaciones de la tecnología existente.

3.2. Evaluación sísmica

La evaluación sísmica del puente se realizó tomando como referencia el Manual de Carreteras [8].

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos se empleó el Método Modal Espectral y combinando los esfuerzos de acuerdo con el Manual de Carreteras (CQC). El modelo estructural fue el mismo que el empleado para la obtención de esfuerzos en el tablero, y el espectro de diseño el descrito en el Manual de Carreteras, considerando zona 3 y suelo tipo IV. Nótese que la zona 3 es la zona de mayor sismicidad de Chile y el suelo tipo IV es el pésimo definido en la norma.

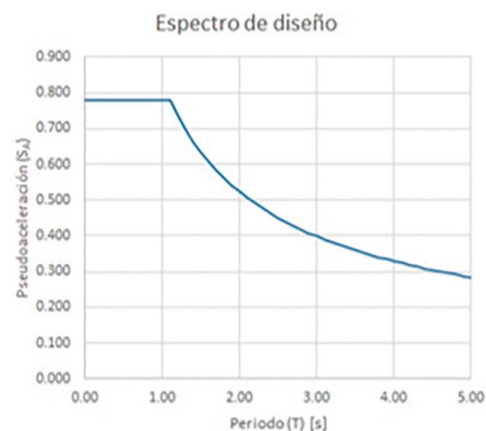


Figura 4. Espectro de diseño.

Procediendo de manera similar al caso del tablero, se calculó la capacidad de la pila central para distintos niveles de confianza y se comparó con los esfuerzos sísmicos obtenidos del modelo estructural. Además, se relacionó el factor de seguridad (FS) con el factor de reducción de esfuerzos sísmicos (R) definido en el Manual de Carreteras.

TABLA 5.
Sismo Longitudinal.

Nivel de confianza	95%	90%	80%
Mu	67710	67710	67710
Φ MN	38360	39713	41313
FS	0.57	0.59	0.61
R	1.77	1.7	1.64

TABLA 6.
Sismo Transversal.

Nivel de confianza	95%	90%	80%
Mu	111320	111320	111320
Φ MN	101443	104812	108931
FS	0.91	0.94	0.98
R	1.1	1.06	1.02

Tomando como referencia el factor R de 1.5 como límite del rango elástico, se puede considerar que en el caso del Sismo Transversal el comportamiento de la estructura es elástico, mientras que en el caso del Sismo Longitudinal la estructura resiste, pero empleando otros mecanismos resistentes y de disipación fuera del rango elástico como por ejemplo el cierre de juntas.

Lo calculado resultó coherente con el hecho de que la estructura no experimentara daños de importancia en las pilas centrales durante el sismo de 1960.

Por otra parte, se realizaron ensayos geotécnicos para determinar la capacidad de las cimentaciones. De acuerdo con la memoria del proyecto original, los cajones que conforman la cimentación se asentaron en un estrato de canchagua dura entre los 12 y los 15 m. Contrastando este informe con los sondeos realizados, se observó que efectivamente había un estrato de mayor rigidez en el entorno de los 10-14 m, y, por lo tanto, se determinó que esa era la cota en la que se asentaban los cajones. Sin embargo, al analizar el potencial licuable de los estratos, se determinó que existían estratos por debajo de esa cota con potencial de licuación, y en consecuencia no resultaba factible asegurar la capacidad de las cimentaciones durante el sismo.

5. CONCLUSIONES

El Puente Pedro de Valdivia ha demostrado empíricamente a lo largo de sus 66 años su resistencia. El hecho de ser una arteria fundamental de la ciudad ha provocado que haya estado sometido a cargas viarias elevadas. Además, a nivel de demanda sísmica, ha estado sometido al mayor sismo registrado hasta la fecha en el mundo.

Gracias a la metodología de inspección y evaluación descrita en la presente ponencia se pudo determinar que, para un nivel de confianza ligeramente menor al habitual, y para unas cargas viarias inferiores las normativas, pero aceptables, la resistencia del puente es suficiente. En el caso sísmico, también se pudo determinar que la resistencia estructural es suficiente. Sin embargo, la incertidumbre existente en el comportamiento

del terreno durante el sismo y su potencial licuable impiden asegurar que la respuesta de la cimentación durante un evento sísmico de elevada magnitud sea plenamente satisfactoria.

A la hora de plantear una ampliación del tablero existente se ha evaluado el desempeño de la estructura según los estándares y exigencias de las normativas actuales, concluyéndose que no es factible acometer dicha ampliación. Asimismo, la propia edad del puente (cerca de 70 años), hace también que la expectativa de vida útil sea limitada (lo que se ha constatado con las medidas del avance de la carbonatación, por ejemplo). Todos estos factores aconsejan no acometer la ampliación del puente existente, sino proyectar una nueva estructura independiente.

Agradecimientos

El proyecto ha sido posible gracias a la Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas en la Región de los Ríos, y en especial a su Director Regional y Director del Estudio Daniel Bifani Ihl.

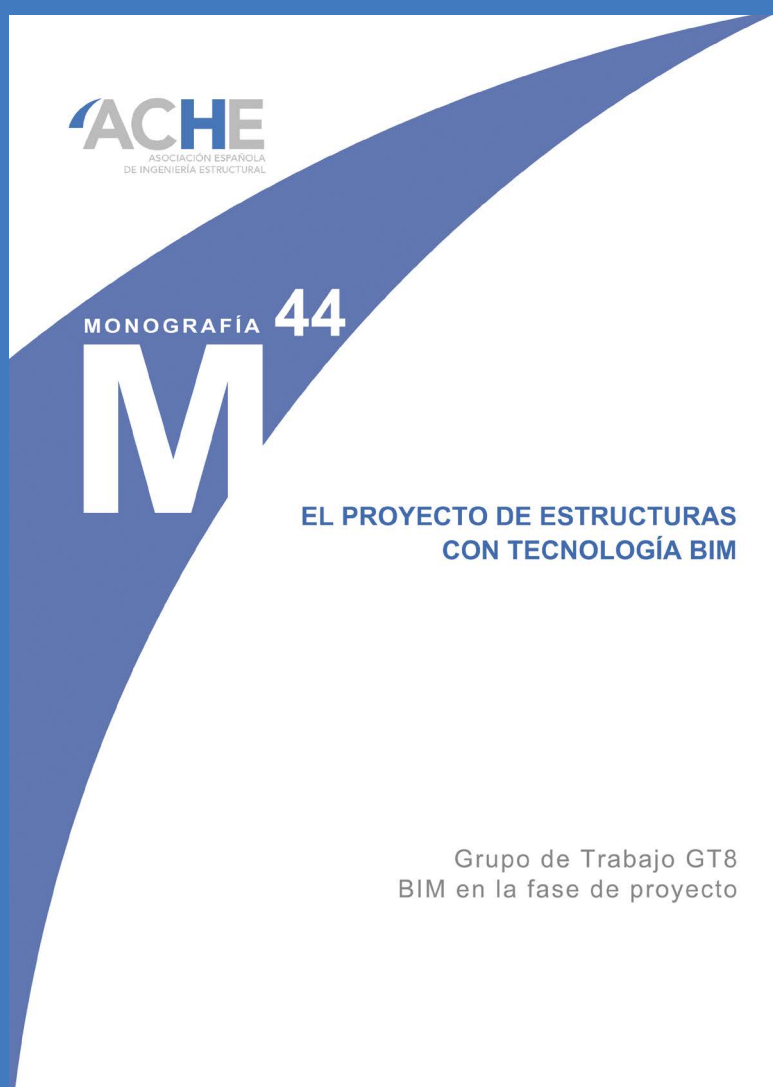
Agradecer también la labor del equipo de la UACH liderado por Frank Schanack que llevó a cabo la inspección del puente y los ensayos pertinentes.

Referencias

- [1] B. Marrey, J. Grote, The story of prestressed concrete from 1930 to 1945: A Step Towards the European Union, First International Congress on Construction History, Madrid, 2003.
- [2] A. Garrido Padilla, Evaluación del Estado de Conservación y de la Capacidad Resistente del Puente Pedro de Valdivia, UACH-UC, Valdivia-Chile, 2018.
- [3] NCh1565.Of2009, Hormigón – Determinación del Índice esclerómetro, 2009, MINVU, Chile..
- [4] NCh1998.Of1989, Hormigón – Evaluación estadística de la resistencia mecánica, 1989, INN, MINVU, Chile.
- [5] NCh170.Of1985, Hormigón – Requisitos generales, 1985, INN, MINVU, Chile.
- [6] AASHTO Manual for Bridge Evaluation, 2nd Edition with 2011, 2013 and 2014 Interim Revision, AASHTO, EEUU.
- [7] AASHTO LRFD, 7th Edition, 2014, AASHTO, EEUU.
- [8] Manual de Carreteras, 2015, Ministerio de Obras Públicas, Chile.

ACHE

MONOGRAFÍAS



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

Montaje del puente sobre el canal de Deusto en el barrio de San Ignacio (Bilbao)

Construction Sequence of the Bridge Over Deusto Channel in San Ignacio Neighborhood, Bilbao

Pablo Loscos Areoso^a, Juan José Sánchez Ramírez^b, Carlos Bajo Pavía^c

^a Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferrovial Construcción SA. Coordinador proyectos de Estructuras.

^b Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferrovial Construcción SA. Jefe de Departamento de Estructuras.

^c Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferrovial Construcción SA. Jefe de Área de Estructuras.

Recibido el 16 de junio de 2019; revisado el 6 de abril de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El puente sobre el canal de Deusto en el barrio de San Ignacio, Bilbao, es un arco de tablero intermedio de 75 metros de luz y comportamiento mixto entre arco-tirante y viga biempotrada. Con el objeto de simplificar y agilizar el proceso constructivo mediante la eliminación de los apoyos provisionales en el canal, se ideó una secuencia que combina el uso de transportes modulares autopropulsados (SPMT), con barcazas que los recogen, posicionando el tramo central del arco sobre los arranques previamente ejecutados desde ambas márgenes del canal. El ensamblaje del tramo central a transportar se realiza en una de las márgenes del canal, mientras que los arranques de arco y tablero se montan en voladizo desde ambos estribos.

PALABRAS CLAVE: montaje, arco-tirante, plataforma autopropulsada, pontona, sistema articulado.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The bridge over Deusto Channel in the neighbourhood of San Ignacio, Bilbao, is a through-arch bridge with a span length of 75 meters and a combined behaviour between bow-string and double-fixed beam. In order to simplify and expedite the construction process by eliminating the temporary supports in the channel, a sequence was created combining the use of self-propelled modular transports (SPMT) with barges that pick them up, positioning the central section of the arch over the cantilevers previously installed both sides of the channel. The assembly of the central section to be transported is carried out on one side of the channel, while the members waiting each side are cantilevered from both abutments.

KEYWORDS: assembly, bow-string, SPMT, barge, pinned-system.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: ploscos@ferrovial.com (Pablo Loscos Areoso)

Cómo citar este artículo: Loscos, P., Bajo, C. & Sánchez, J.J. (2025). Montaje del puente sobre el canal de Deusto en el barrio de San Ignacio (Bilbao). *Hormigón y Acero*. 76(305):99-106. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2797>

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

En 2018 se informa a Ferrovial Construcción de la adjudicación de la construcción del Puente de San Ignacio sobre el Canal de Deusto en el barrio de San Ignacio (Bilbao), cuya finalidad es garantizar la accesibilidad a la futura isla de Zorrotzaurre (ver [figura 1](#)).

El esquema resistente principal de la solución proyectada lo forman dos arcos mixtos simétricos. Los arcos arrancan desde el cauce bajo el tablero completando una luz total de 75 metros, de los cuales los 49 metros centrales se elevan sobre el

tablero. Dos nervios longitudinales de acero son los encargados de llevar las cargas del tablero hasta los arcos, constituyendo además los tirantes a los que los arcos están rigidamente unidos. El sistema de cuelgue lo forman barras de acero inoxidable de Grado 520 separadas 3 metros entre sí.

La sección de los arcos es de acero relleno de hormigón en todo su desarrollo, mientras que los nervios presentan sección rectangular de acero. Entre ambos nervios, el tablero está formado por una serie de vigas transversales y longitudinales

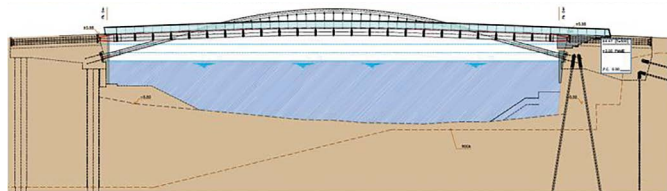


Figura 1. vista general del puente terminado (izquierda) y alzado con cimentaciones (derecha).

de acero en doble-T a modo de emparrillado de nudos rígidos, sobre las que se ejecuta una losa de hormigón armado y parcialmente pretensado a la que se conectan todos los elementos metálicos. Exteriormente se diseñan sendos voladizos a ambos lados de los nervios, con vigas de acero de canto variable.

La estructura alberga una plataforma para dos carriles por sentido de circulación, un carril-bici y dos aceras, completando un ancho de 28 metros.

El sistema de cimentación, rediseñado por la Dirección Técnica de Ferrovial Construcción, garantiza el empotramiento en los dos extremos de manera integral en el terreno. Se trata de una célula triangular cuyos elementos en contacto con el terreno proporcionan las reacciones de compresión y tracción que equilibran los esfuerzos exteriores de flexión. Por tratarse de una estructura integral, la subestructura hubo de ser diseñada para resistir, además de las flexiones de empotramiento general, las flexiones locales que la superestructura le transmite a través de las acciones horizontales.

Cada una de las células de empotramiento se divide en dos macizos, uno por cada sistema de trabajo longitudinal de la estructura, es decir, por cada plano de arco y nervio. Se trata de elementos de hormigón armado, sólo pretensados en su parte superior para trasladar la tracción proveniente de los nervios hasta su parte trasera, y unidos por una losa de hormigón también pretensado.

Tanto las reacciones verticales de compresión delantera como las de tracción trasera se llevan al terreno mediante elementos muy diferentes en una y otra margen, debido fundamentalmente a las diferentes condiciones geotécnicas presentes a un lado y otro del canal.

En la margen izquierda se plantea la ejecución de pilotes perforados de 2 metros de diámetro para alcanzar la roca sana a una profundidad de casi 20 metros, y poder transmitir tanto las compresiones como las tracciones hasta este estrato, además de las importantes flexiones que producen las acciones horizontales sobre estos elementos con una altura "libre" tan significativa. En la zona de carrera de marea se recurrió a la galvanización de la jaula de armado, ya que la abertura de fisura de cálculo se situaba por encima de la máxima permitida para dicho ambiente.

En la margen derecha, por el contrario, la limolita sana aflora en superficie pero presenta un corte casi vertical a la altura de la entrada de carga de compresión delantera, estabilizándose su profundidad en unos 10 metros. En este caso, en lugar de pilotes perforados, se recurrió a micro-pilotes de barra empotrados en la roca sana de manera que le puedan

transmitir la totalidad de las cargas mediante mecanismo de adherencia o fricción. En la parte delantera, para transmitir la compresión, se utilizaron micro-pilotes multi-barra (3 x 63.5 mm), mientras que en la parte trasera, para anclar las tracciones, se emplearon micro-pilotes de barra simple (75 mm).

2. PROPUESTAS DE PROCESO CONSTRUCTIVO EN FASE DE CONCURSO

En el primer trimestre de 2017, durante la fase de concurso, se le encargó a la Dirección Técnica de Ferrovial Construcción la realización de un estudio de la documentación aportada por el cliente con el objeto de realizar tres tipos de trabajos:

- Detectar posibles oportunidades de optimización o infra-dimensionamientos en el diseño original de la estructura.
- Proponer modificaciones estructurales con objeto de mejorar el diseño desde cualquier punto de vista.
- Estudiar variantes al proceso constructivo original que pudiesen presentar ventajas en rendimientos, plazos de ejecución o empleo de elementos auxiliares, etc.

Los puntos que siguen desarrollan este último aspecto del análisis realizado.

2.1 Proceso constructivo del proyecto original

El proceso constructivo del proyecto original (ver figura 2) conlleva las siguientes operaciones:

- Ejecución de las cimentaciones y los estribos, para lo cual se crean recintos "estancos" a base de sistemas de tablestacas metálicas.
- Instalación de los apoyos provisionales, constituidos por pilas micro-pilotadas dentro del canal.
- Relleno del intradós de estribos hasta cota inferior de arranque de arcos para habilitar una plataforma de trabajo.
- Colocación de los tramos de arranque de arco y tablero en ambos extremos sobre la plataforma de trabajo.
- Hormigonado de los tramos del arco recién colocados.
- Colocación de los dos tramos centrales del arco y tablero mediante grúas situadas en ambas márgenes.
- Retirada de las tablestacas y apeos provisionales.
- Colocación del resto del tablero y hormigonado de losa y viga plana.

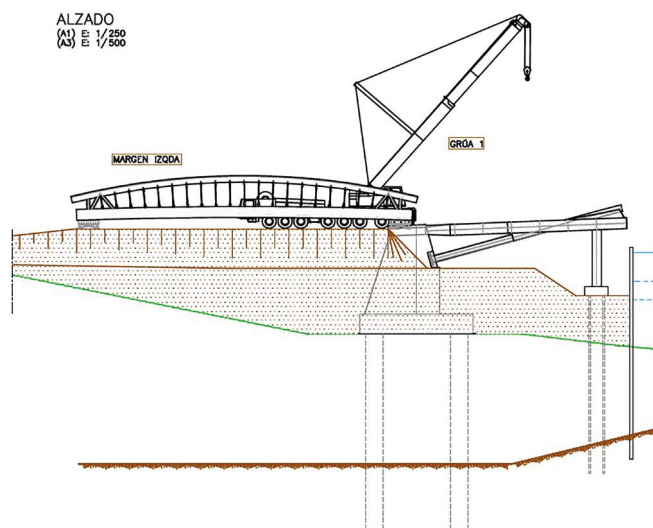


Figura 2. Imagen del proceso constructivo del proyecto original.

2.2. Propuestas de modificación del proceso constructivo

Como se ha comentado, durante la fase de concurso se desarrollaron una serie de propuestas alternativas al proceso constructivo original. La idea fundamental que guía todas ellas es la agilización y simplificación de las operaciones de montaje que se desarrollan sobre el canal, de manera que la aficción espacial y temporal sea la menor posible.

A continuación se expone brevemente cada una de ellas.

2.2.1. Montaje con grúa desde un estribo

La primera de las opciones que se estudió consistió en la colocación de toda la estructura metálica con una única grúa de 500 toneladas de capacidad máxima (ver figura 3). Este proceso de montaje consta de tres fases diferenciadas:

- Colocación de las ménsulas (nervio y arranque del arco) y hormigonado de los arranques del arco.
- Colocación de los bow-strings, y unión con las ménsulas previamente colocadas.
- Colocación del emparrillado por tramos, tanto más cortos (menos pesados) cuanto más nos alejamos de la posición de la grúa y, por tanto, aumentamos su brazo de trabajo.

Las maniobras más solicitantes a las que tendría que hacer frente la grúa son las siguientes:

- Lanzamiento de uno de los bow-strings, con un peso de 80 toneladas a una distancia de 40 metros.
- Lanzamiento del arranque de la margen derecha, con un peso de 25 toneladas colocado a 70 metros de distancia.

Consultando los catálogos de trabajo de las grúas comerciales, se llegó a la conclusión de que para realizar estas maniobras era necesario el uso de una grúa de 500 toneladas de capacidad máxima con un contrapeso convencional de 170 toneladas y otro contrapeso flotante de aproximadamente 240 toneladas.

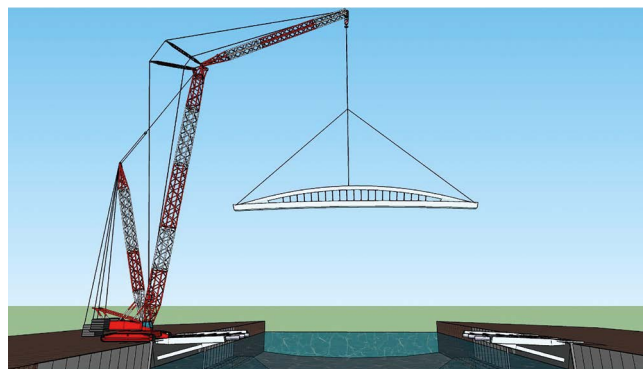


Figura 3. Propuesta de montaje con grúa desde un estribo

2.2.2. Empuje con pila intermedia o pontona delantera

La segunda alternativa estudiada (ver figura 4) consistió en la colocación de todo el tramo central de la estructura por empuje desde la margen izquierda, y con la ayuda de una pila intermedia provisional. Este proceso de montaje consta de dos fases principales:

- Colocación de los arranques completos y hormigonado de los arranques de arcos.
- Empuje del resto de estructura metálica (bow-string central completo) desde la margen izquierda. La parte final del empuje se realizaría sobre los nervios de la ménsula de la margen izquierda.

Para posibilitar este procedimiento serían necesarios una serie de montantes verticales formados por perfiles HEB de manera que la estructura pudiese funcionar como una viga Vierendeel durante el empuje. La flecha máxima calculada durante el lanzamiento sería de unos 6 centímetros.

Con objeto de evitar la realización de un apoyo intermedio fijo, se estudió la posibilidad de utilizar una pontona que recogiese el extremo delantero del bow-string y lo acompañase durante la fase de empuje hasta su posición final.

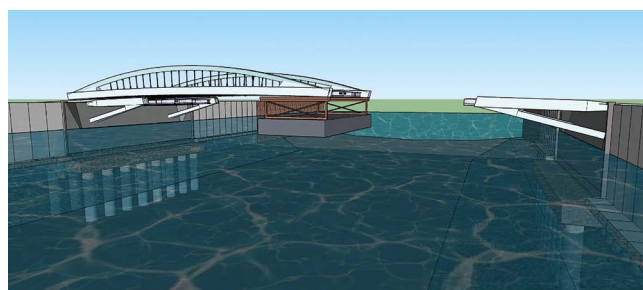


Figura 4. Propuesta de montaje por empuje con ayuda de pontona.

2.2.3. Colocación por flotación con dos pontonas en los extremos

La tercera de las propuestas tenía por objeto colocar el bow-string completo por flotación, con la ayuda de dos pontonas en los extremos del mismo (ver figura 5). Este proceso de montaje consta de dos fases diferenciadas:

- Colocación de los arranques completos y hormigonado de los arranques de los arcos.
- Montaje del resto de estructura metálica (bow-string completo) en la margen izquierda, y posterior traslado por flotación de la estructura. Para ello se usarían dos pontonas, que sirven

de apoyo del bow-string en sus extremos. Posteriormente se realizaría la unión del tramo central recién trasladado con los arranques, para completar la configuración definitiva de la estructura metálica.

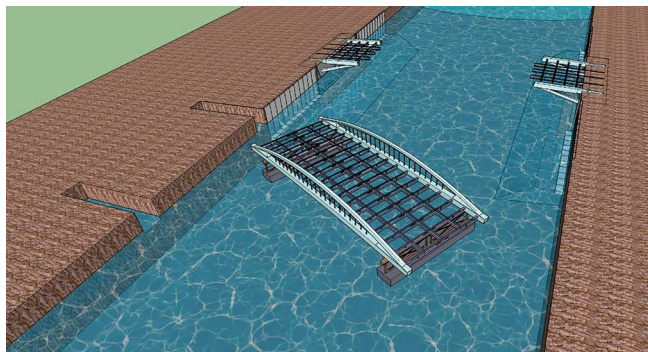


Figura 5. Propuesta de montaje por traslado con dos pontonas en los extremos.

2.2.4. Colocación por flotación con una pontona central

La última propuesta se basaba en la colocación del bow-string completo por flotación, con la ayuda de una pontona situada en el centro de la estructura (ver figura 6), pudiendo resumirse el proceso en los siguientes dos fases:

- Colocación de los arranques completos y hormigonado de los arranques de los arcos.
- Montaje del resto de estructura metálica (bow-string completo) en la margen izquierda, y posterior traslado por flotación de la estructura. Para ello se usaría una pontona que recibiría el bow-string y lo sostendría por su zona central.

Para que la estructura que se traslada pudiese resistir correctamente los esfuerzos derivados de este proceso constructivo, habría que disponer unos montantes verticales en los puntos de apoyo de la misma.

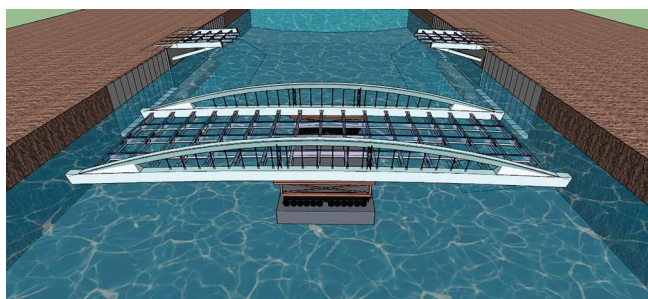


Figura 6. Propuesta de montaje por traslado con una pontona central.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO ELEGIDO EN FASE DE DISEÑO

Una vez la obra fue adjudicada, se profundizó en cada una de las alternativas comentadas anteriormente, evaluando todos los aspectos que afectaban a cada procedimiento, como son:

- Disponibilidad de medios auxiliares:
- Refuerzos necesarios en la estructura permanente.
- Agilidad y sencillez del proceso.

Finalmente, tras analizar todos estos aspectos, se planteó un montaje muy similar al esbozado en el punto 2.2.3, es decir, ensamblaje de bow-string completo en una de las orillas, y desplazamiento por agua a través de dos barcazas que recogen la estructura desde los extremos.

Se listan a continuación las principales fases que componen el proceso elegido, y en los siguientes apartados se profundizará en las particularidades de cada una de ellas.

- Ejecución de las cimentaciones de ambas márgenes.
- Ensamblaje y colocación de los arranques de cada uno de los extremos, tanto de arco como de tablero.
- Ensamblaje en la margen izquierda del bow-string completo.
- Recepción de la estructura por mediante dos juegos de SPMTs que la trasladan hasta las dos pontonas.
- Traslado de la estructura por flotación hasta su posición final.
- Guiado y descenso de la estructura sobre los arranques.
- Transferencia de carga de los SPMTs a los sistemas articulados de apoyo provisional.
- Bloqueo de las uniones, ejecución de las soldaduras de cierre de los nudos y transferencia de carga de los sistemas de apoyo provisional a las uniones definitivas.
- Ejecución de hormigonados de relleno de arcos y losa superior.
- Acabados y prueba de carga.

4. DESCRIPCIÓN DE LAS FASES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1. Ejecución de cimentaciones

Como se ha comentado anteriormente, las cimentaciones están constituidas por células triangulares de empotramiento unidas integralmente con la superestructura. La solución estructural escogida para cada extremo es diferente, por lo que se describirá cada una por separado:

La cimentación de la margen izquierda se desarrolló al abrigo de un recinto tablestacado que resguardaba la zona de trabajo del agua del canal. Se realizó un relleno hasta la cota requerida por la plataforma de trabajo para poder ejecutar los pilotes perforados (ver figura 7). Una vez se concluyó la ejecución de los pilotes, se ferrallaron y ejecutaron los encepados en dos fases, la segunda de las cuales comprendía ya la losa que une ambos macizos. En el frente de la cimentación se dejaron embebidos los elementos necesarios para la unión de arcos, nervios y vigas, constituidos por barras activas y placas de anclaje.

En la margen derecha, la totalidad de la cimentación se ejecutó al abrigo de un muro existente que, en teoría, debía independizar los trabajos de la entrada de agua. En la realidad, el muro no era capaz de mantener seca la zona de trabajo, por lo que se recurrió a la ayuda de un sistema de bombeo (ver figura 8).



Figura 7. Ejecución de la cimentación de la margen izquierda.

La ejecución de estas cimentaciones comprendió las siguientes etapas: excavación en relleno y roca alterada, ejecución de micro-pilotes y hormigonado de macizos en varias fases hasta completar los macizos y la losa que los une.



Figura 8. Ejecución de la cimentación de la margen derecha

4.2. Ensamblaje de arranques en ambas márgenes y colocación en voladizo

Los arranques de ambas márgenes están formados por los tramos iniciales de arcos y de tirantes, unidos en su encuentro por un sistema de chapas metálicas que materializan un nudo rígido en la parte delantera (ver figura 9). También se instalan en los arranques las vigas transversales que unen ambos planos de trabajo. Estos elementos se ensamblan y se colocan en la parte frontal de las cimentaciones, a las que se unen mediante barras pretensadas.



Figura 9. Ejecución de arranques.

4.3. Ensamblaje de bow-string completo en la margen izquierda

La estructura principal, constituida por los tramos centrales de los dos arcos, los dos tirantes, las tres vigas longitudinales y todos los travesaños que refieren los elementos longitudinales entre sí, llegan a obra y se almacenan en una campa dispuesta en la margen izquierda, donde se realizan los trabajos de ensamblaje (ver figura 10).

Previamente a su desplazamiento se topografían los extremos para situar correctamente las cunas de recepción en los extremos de los arranques.



Figura 10. Ensamblaje de bow-string en campa

4.4. Recepción del bow-string mediante SPTMs y traslado a las pontonas

Una vez el bow-string está completamente terminado y topografiado, dos plataformas autopropulsadas recogen la estructura en sus dos extremos y la trasladan hasta las pontonas, que esperan amarradas a ambas márgenes mediante tirantes regulables (ver figura 11).

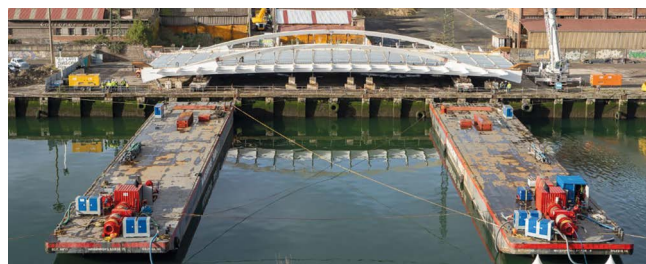


Figura 11. Recepción del bow-string y traslado a las pontonas.

4.5. Traslado del bow-string hasta su posición definitiva

Mediante regulaciones controladas de los tirantes de amarre, la estructura situada sobre las pontonas es desplazada por flo-



Figura 12. Traslado del bow-string por flotación.

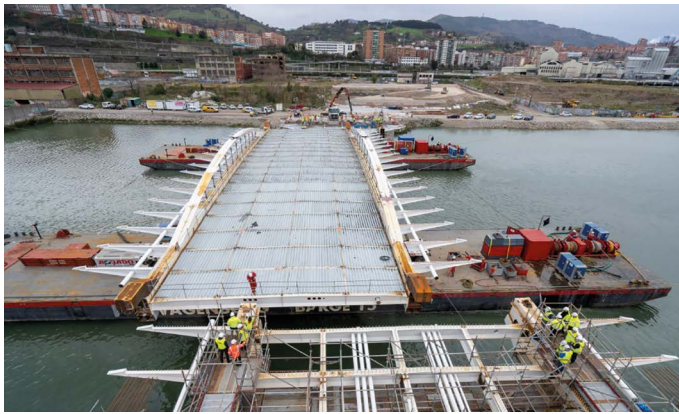


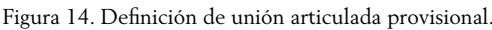
Figura 13. Colocación de bow-string sobre apoyos provisionales.

tación hasta su localización definitiva sobre los arranques (ver [figura 12](#)).

Para garantizar la seguridad de la maniobra se disponen unos amarres provisionales que refieren tanto la estructura a las pontonas como las pontonas entre sí. Las propias pontonas están amarradas a ambas márgenes del canal por cuatro amarres cada una, y son estos amarres los que propician el movimiento del sistema mediante regulaciones y cambio de posición acompañando al desplazamiento del sistema a lo largo del canal.

4.6. Colocación del bow-string sobre sistema articulado provisional

Una vez el bow-string alcanza su posición definitiva sobre los arranques (ver [figura 13](#)), se procede al descenso de la estructura aprovechando la bajada de marea y la capacidad hidráulica de las plataformas autopropulsadas. de manera que al término del proceso, el bow-string quedará apoyado en el sistema articulado provisional, diseñado para recepcionar la estructura sobre los arranques.



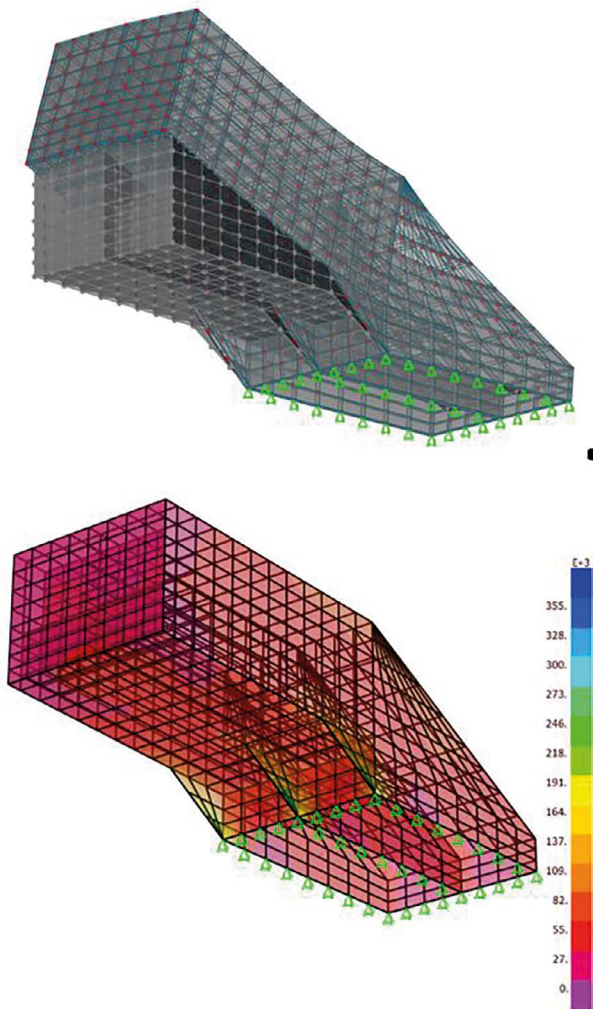


Figura 15. Modelo de cálculo de la percha.

4.8. Fases finales de ejecución: relleno de hormigón de los arcos, ejecución de losa sobre tablero y acabados

Con la estructura metálica completamente terminada, se finaliza la construcción de la estructura con la ejecución de los elementos de hormigón, constituidos por los rellenos de los arcos y la ejecución de la losa del tablero.

Por último, se instalan los pavimentos, aceras y sistemas de contención para proceder a realizar la preceptiva prueba de carga (figura 16) antes de la puesta en servicio de la estructura.



Figura 16.

Agradecimientos

En este apartado se debe incluir en primer lugar a la propiedad, Vivienda y Suelo de Euskadi, y a todo el equipo de obra de Ferrovial Construcción, fundamentalmente a su jefe de obra Enrique de las Cuevas y al delegado de zona Alberto Val, por su excelente disposición a la colaboración y la materialización de las propuestas planteadas por la Dirección Técnica.

En segundo lugar, se debe mencionar a IngZero, ingeniería que desarrolló el proyecto de licitación, cuya concepción se ha respetado en el proyecto modificado hasta alcanzar una solución formal y estética prácticamente idéntica a la original.

También merece especial agradecimiento todo el equipo de la Asistencia Técnica de la Dirección de Obra, formado por AC Ingeniería y en su nombre Carlos Alonso y ATP ingeniería, dirigida por Alberto Pérez, que colaboraron en el desarrollo de todas las modificaciones realizadas respecto al diseño original con el objeto de alcanzar la mejor de las soluciones para el montaje de la estructura, y analizaron los diferentes escenarios que se plantearon para dicho montaje hasta alcanzar la solución final.

Por último, también se debe mencionar al equipo de expertos en el movimiento de grandes cargas de Royal Wagenborg, que además de proporcionar todos los sistemas auxiliares para el montaje del bow-string, aportaron su conocimiento y experiencia para diseñar todos los sistemas de amarre y desplazamiento.

Referencias

- [1] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Ministerio de Fomento, España, 2008.
- [2] Comisión Permanente de Estructuras de Acero, Instrucción de Acero Estructural EAE, Ministerio de Fomento, España, 2012.
- [3] Comisión Permanente de Estructuras de Acero, Anejo Nacional AN/UNE-EN 1993-2, Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero, Parte 2: Puentes. Ministerio de Fomento, España, 2013.
- [4] Wagenborg Towage, Project Transport Manual, Installation of Bilbao Bridge "San Ignacio", Royal Wagenborg, España, 2019.

Diseño y construcción de los puentes Junín y Leoncio Prado en Lima (Perú)

Design and Construction of Junín and Leoncio Prado Bridges in Lima (Peru)

Guillermo Capellán Miguel^a, José Luis Pando Anta^b, Carlos D. Alonso Velasco^c,
Alejandro Godoy Ansótegui^d y Julio González Zalduondo^e

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Técnico, Arenas & Asociados. gcapellan@arenasing.com.

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Country Manager Perú, Arenas & Asociados. jl.pando@arenasing.com.

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Project Manager, Arenas & Asociados. calonso@arenasing.com.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Coordinador de Proyectos, Arenas & Asociados. agodoy@arenasing.com.

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Especialista en Estructuras, Arenas & Asociados. jgonzalez@arenasing.com.

Recibido el 17 de junio de 2019; revisado el 18 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

La Vía Expresa Paseo de la República, construida a finales de los años sesenta con sección de autopista deprimida, es usada actualmente para el tráfico de vehículos y el servicio de bus BRT suponiendo una barrera urbana entre varios distritos de Lima. La Municipalidad Metropolitana ha querido mejorar la permeabilidad entre los distritos de Miraflores y Surquillo mediante dos nuevos puentes de cuidado diseño urbano, optando por dos puentes de arco superior atirantados por el tablero. El Puente Junín tiene una luz de 55.5 m y dispone de péndolas de barra, mientras que el Puente Leoncio Prado tiene una luz de 42.8 m y cuenta con péndolas rígidas formadas por perfiles armados.

PALABRAS CLAVE: puente arco bowstring, estructura metálica, Vía Expresa, Lima, Perú.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The Paseo de la República Express Way, built at the end of the 60's with a depressed highway section, is currently used by vehicles and a BRT bus service, forming an urban barrier between several districts of Lima city. The Metropolitan Municipality has wished to improve the permeability between the districts of Miraflores and Surquillo by means of two new bridges with noticeable urban design, for which two tied-arch bridges have been designed. Junín Bridge has a 55.5 m span and the deck is suspended by bars, whereas Leoncio Prado Bridge has a 42.8 m span and the deck is suspended by rigid steel posts.

KEYWORDS: bowstring arch, steel structure, Express Way, Lima, Peru.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: calonso@arenasing.com (Carlos D. Alonso Velasco)

Cómo citar este artículo: Capellán, G., Alonso, C.D., Pando, J.L., Godoy, A. & González, J. (2025). Diseño y construcción de los Puentes Junín y Leoncio Prado en Lima (Perú). *Hormigón y Acero*. 76(305):107-114. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2832>

1.

ANTECEDENTES

La Vía Expresa del Paseo de la República de Lima se construyó a finales de los años sesenta con sección de autopista urbana deprimida entre muros de contención. Actualmente la Vía Expresa cuenta con una sección transversal con espacio para 2 carriles por sentido, un sistema de bus BRT denominado Metropolitano con un carril por sentido, y una mediana central ajardinada, donde también se ubican las estaciones del Metropolitano (figura 1).

La Vía Expresa es una de las principales avenidas de Lima, extendiéndose de norte a sur y comunicando varios distritos de la ciudad: Cercado de Lima, Lince, La Victoria, San Isidro, Surquillo, Miraflores y Barranco.

Como contrapartida, la Vía Expresa tiene un efecto barrera en la ciudad, dividiendo las zonas por las que discurre en dos partes, en las que la única forma de pasar de un lado a otro es mediante intersecciones a desnivel.

Al aumentar el parque automotor de Lima, ha aumentado el tráfico en general, y la demanda de los usuarios de la vía para pasar de un lado a otro del Paseo de la República sobre la Vía Expresa, pero la capacidad de los puntos de paso existentes no es suficiente para satisfacer esta demanda con un nivel de servicio adecuado.

La construcción de los nuevos puentes Junín y Leoncio Prado, de cuidado carácter urbano, contribuye a la integración urbana de Lima, mejorando las comunicaciones entre los distritos de Miraflores y Surquillo [1].



Figura 1. Vista de la sección tipo de la Vía Expresa Paseo de la República.

2. CONDICIONANTES AL DISEÑO

2.1. Condicionantes de uso

De forma general la sección transversal de la Vía Expresa para cada sentido de circulación comprende una acera de mantenimiento, dos carriles para el tráfico de vehículos particulares y un carril para el tráfico de los buses BRT, estando separados los dos sentidos de circulación por una mediana ajardinada. Puntualmente esta sección se ve ampliada por la presencia de carriles de sobrepaso de los buses, o de entradas y salidas a la Vía Expresa, como ocurre en la ubicación del Puente Junín.

La mayor parte de los puentes existentes se construyeron junto con la Vía Expresa, previa a su entrada en servicio, y son en todos los casos puentes de 3 vanos, con sus pilas ubicadas entre los carriles destinados a los vehículos particulares y los carriles destinados a los buses BRT (figura 2).



Figura 2. Ejemplo de puente existente.

Uno de los condicionantes para la construcción de los puentes es no afectar al tránsito del Metropolitano, y minimizar la afección al tránsito de vehículos convencionales.

En consecuencia, no se pueden plantear nuevos puentes de 3 vanos como los existentes, ya que la ejecución de las cimentaciones interferiría con el tránsito de buses y vehículos particulares, y queda la posibilidad de hacer puentes de un único vano sin pila, o puentes de 2 vanos con una pila en la mediana ajardinada. Los puentes deben construirse bajo dos premisas resultantes del uso de la Vía Expresa:

1. Mínimos cortes del tráfico vehicular, a ser posible con un reducido número de cortes en horario nocturno (de 11:00 pm a 5:00 am), que no afecten a una vía principal de la ciudad con denso tráfico.
2. Trabajos realizados en la zona central fuera del horario de uso del Metropolitano (de 00:00 a 5:00 am), pues durante el horario de operación de los buses no se permiten los trabajos en esa parte de la vía para garantizar la seguridad del transporte masivo.

Ambas premisas obligan a diseñar una estructura con un grado de prefabricación que permita su colocación con cortes nocturnos puntuales.

2.2. Condicionantes geométricos

El principal condicionante geométrico en el planteamiento estructural es el gálibo de la Vía Expresa. Los puentes existentes tienen un gálibo de 4.50 m, por lo que los nuevos puentes deben respetar este valor. Al no poder hacer puentes de tres vanos, que tendrían luces similares a los existentes, hay que plantear alternativas que permitan cantos de tablero reducidos.

De la topografía se obtuvo que distancia entre la rasante de la Vía Expresa y la de la vía lateral es de 5.40 m en el caso de la calle Junín y de 4.63 m en la calle Leoncio Prado. Con ello, restan 0.90 y 0.13 m para los tableros de los nuevos puentes. Como no es posible encajar ninguna solución en el segundo caso, se plantea realizar una elevación localizada de la vía de hasta 0.50 m.

El planteamiento de un puente de 2 vanos en cualquiera de los dos casos conduce a un puente con un canto de tablero (vigas + losa) superior al espacio disponible.

Esta circunstancia obliga a proponer tableros con sustentación superior que permitan reducir el canto, ya sea mediante un arco o mediante atirantamiento, optándose por arcos, ya que las luces resultantes no justifican la ejecución de un puente atirantado con pilono central (figura 5).

2.3. Sismicidad

Lima es una de las zonas con más sismicidad de Sudamérica. Para la obtención de la carga de sismo se ha considerado el espectro de aceleración sísmica que resulta más restrictivo entre los definidos en la AASHTO LRFD 2012, el Manual de Diseño de Puentes peruano, y la norma peruana Diseño Sismorresistente de edificación E-030 (2016). Al considerarse una edificación esencial por estar situada sobre la Vía Expresa, para la determinación de esfuerzos debe usarse un espectro de aceleración sísmica con periodo de retorno de 1000 años (figura 3).

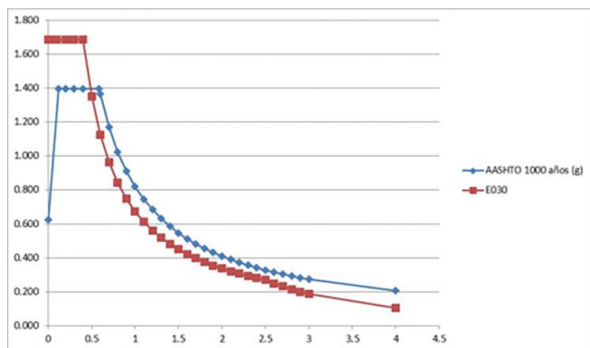


Figura 3. Comparación de espectros.

La estrategia resistente frente a sismo es la de puente aislado sísmicamente en el sentido longitudinal apoyado sobre aisladores de neopreno zunchado con núcleo de plomo. Esta estrategia permite reducir las aceleraciones, y esfuerzos al incrementarse el periodo de vibración de la estructura y obtenerse un mayor amortiguamiento, como contrapartida aumentan los desplazamientos resultantes. Por tratarse de una estructura aislada, se considera la situación de no colapso para un sismo de periodo de retorno 2500 años (figura 4).

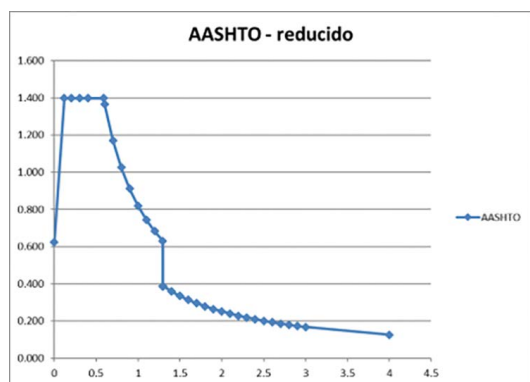


Figura 4. Espectro reducido en sentido longitudinal.

El aislamiento sísmico permite el cálculo de la estructura considerando un espectro reducido, que depende del amortiguamiento conseguido con los aisladores sísmicos diseñados. En el sentido transversal los puentes no están aislados, sino que presentan topes transversales, pudiendo resistirse los esfuerzos sísmicos dentro del rango elástico.

La disposición de los topes permite simplificar las juntas de dilatación que así solo tienen que responder frente movimientos longitudinales.

Las juntas dispuestas admiten desplazamientos superiores al sismo de servicio de periodo de retorno 100 años. Están equipadas con un fusible que hace que la junta salte sin sufrir grandes daños para sismo de un periodo de retorno mayor, sin colapsar, de forma que pueden repararse para sismos de periodo de retorno superior.

En cada estribo se disponen dos aisladores de neopreno con núcleo de plomo bajo los nervios longitudinales, siendo de 800 mm de diámetro en el caso del Puente Junín y de 700 mm en el Puente Leoncio Prado; estos aisladores son capaces de acomodarse a los movimientos resultantes de un sismo con periodo de retorno 2500 años. Los aisladores sísmicos consiguen unos amortiguamientos del 22% en el Puente Junín y 26% en el Puente Leoncio Prado en sentido longitudinal.

En el centro del diafragma de estribo se dispone además un apoyo vertical deslizante con dos topes laterales, también deslizantes, que impiden el movimiento transversal y guían el desplazamiento del puente.

En ambos casos, los arcos no se encuentran arriostrados entre sí y además poseen tiros fuera de su plano por el trazado levemente curvo, lo que genera deformaciones y flexiones transversales, que sin embargo se encuentran dentro de límites admisibles con las secciones definidas.

De igual forma se ha verificado que este hecho no tiene repercusiones especiales bajo acciones sísmicas, dada la sección adoptada, y estrategia de aislamiento sísmico que reduce las sollicitaciones sísmicas que sufre el tablero.

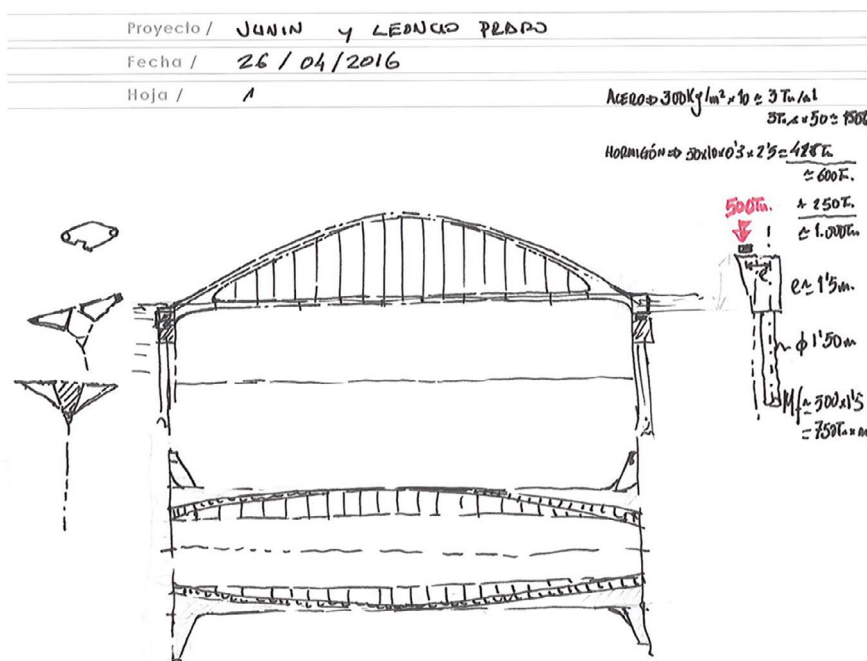
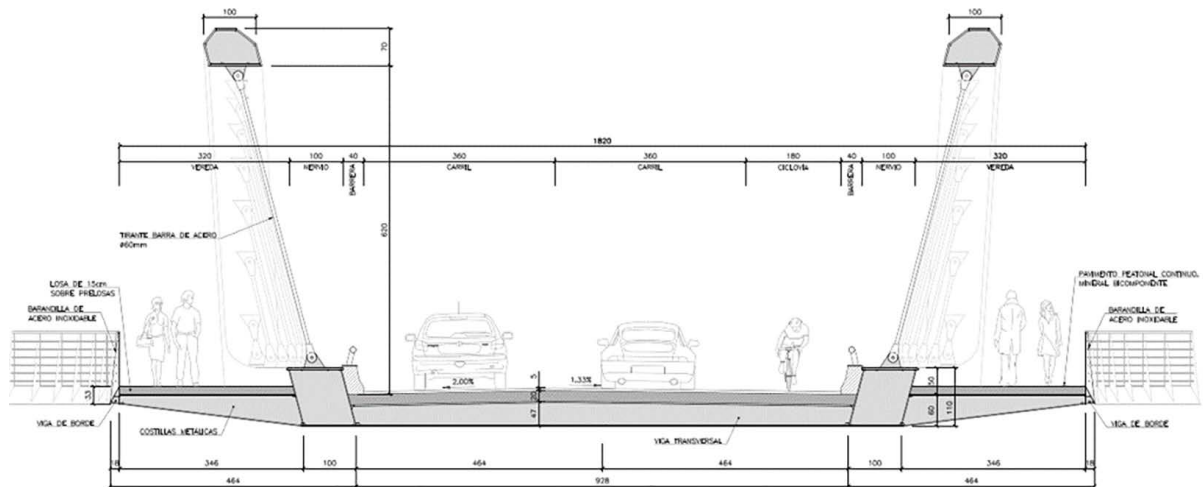
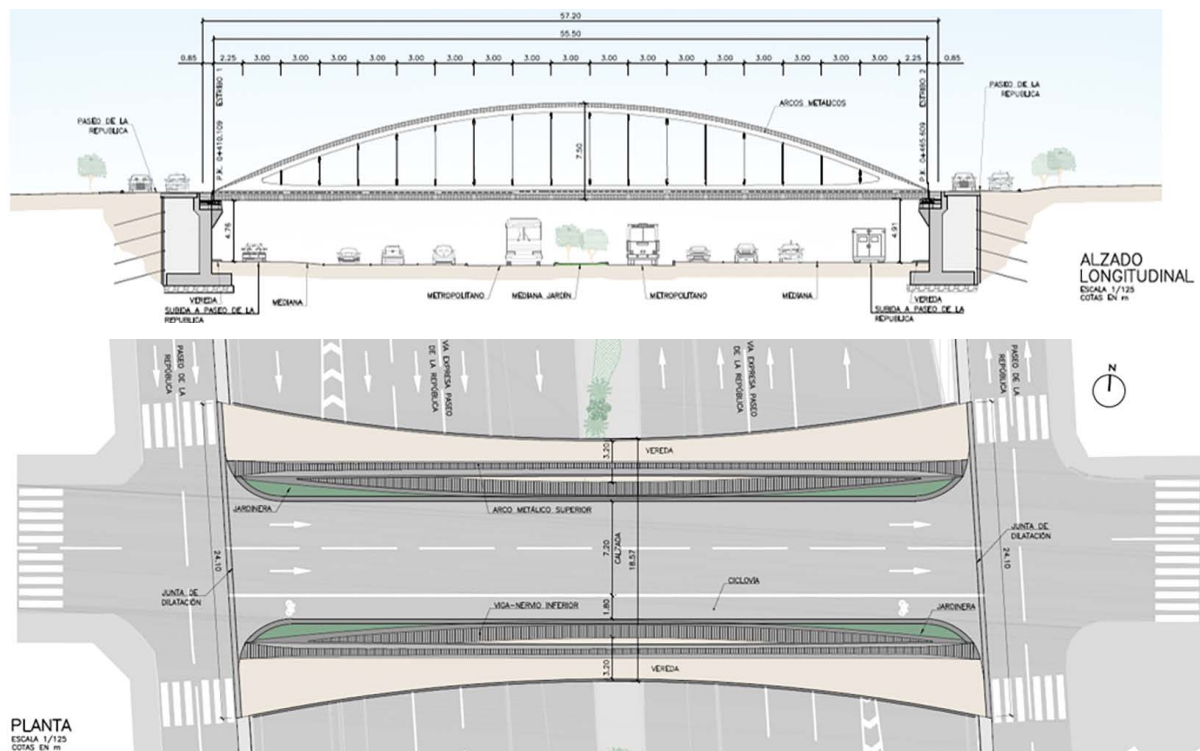


Figura 5. Primeros bocetos del estudio de alternativas realizado.



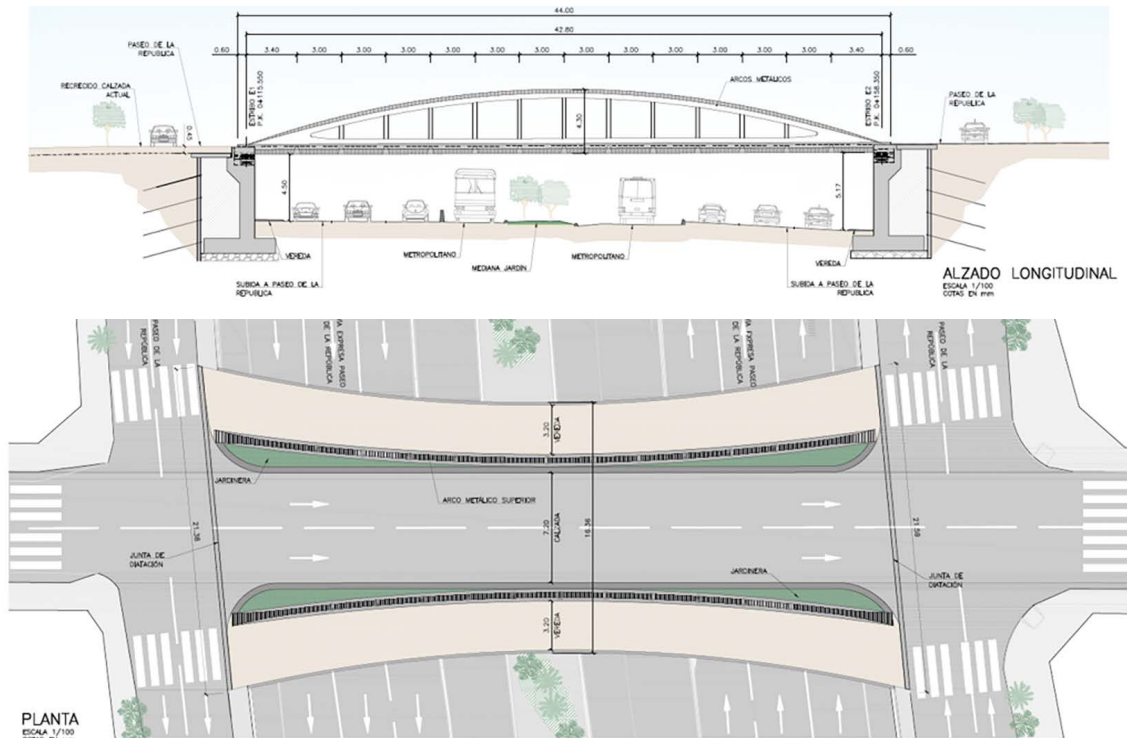


Figura 8. Alzado y planta del Puente Leoncio Prado.

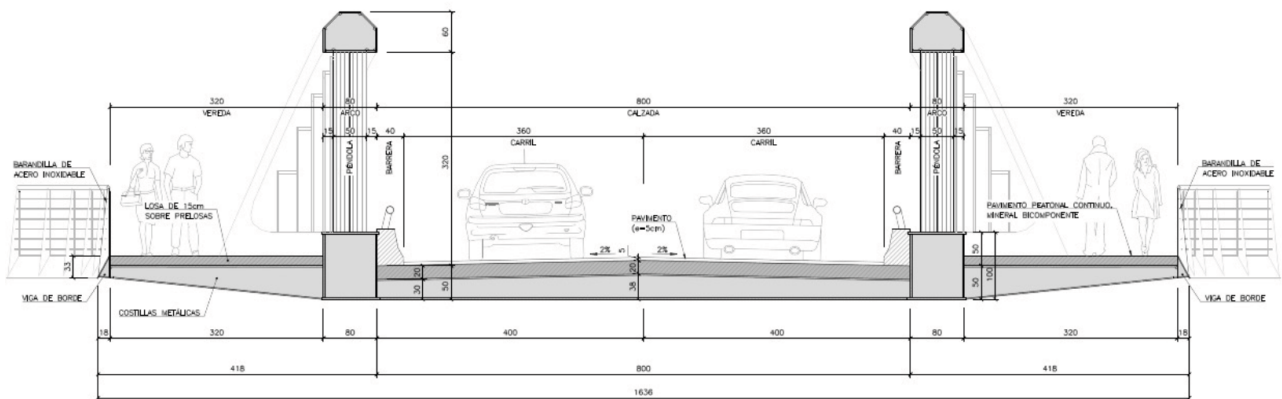


Figura 9. Sección transversal del Puente Leoncio Prado.

consecuencia de observar cómo en los puentes existentes se han tenido que añadir chaflanes en los extremos por la gran aglomeración de peatones que se produce en estos puntos.

4.1. Leoncio Prado

Con los condicionantes descritos anteriormente se considera que la mejor solución es la de un puente de arco superior de 42.8 m de luz y atirantado por el tablero (arco “bowstring”). Los arcos metálicos se sitúan en los laterales de la sección, separando las aceras peatonales del tráfico vehicular, y sostienen el tablero mixto de 55 cm de canto mediante péndolas verticales rígidas formadas por perfiles armados con sección doble T soldados a los arcos y vigas tirante. Los arcos tienen una flecha de 4.30 m, dando una relación luz/flecha de 9.95 (figura 8).

Tanto los arcos como los nervios inferiores son de sección constante hasta la zona de los arranques, donde se unen para llegar de forma conjunta al apoyo.

Debido al uso de péndolas rígidas en la unión de los arcos y vigas tirantes, el comportamiento estructural del conjunto arco, péndolas y vigas-tirante se asemeja al de una viga tipo Vierendeel.

Se han diseñado las aceras, los arcos y las vigas de borde con un trazado curvo en planta para permitir el abocinamiento de entrada y salida al puente de forma similar a lo descrito en el Puente Junín. Esto facilita los giros de entrada y salida a las vías laterales de la Vía Expresa, cuasi ortogonales al eje del puente.

Las aceras se diseñan con anchura variable, con un mínimo de 3.20 m en el centro del puente, y un máximo de 4.00 m en los extremos, coincidiendo con las zonas de embarque y desembarque de peatones en los pasos de cebra.

4. LA CONSTRUCCIÓN SIMULTÁNEA DE LOS DOS PUENTES

El Puente Junín fue construido por la empresa INCOT, mientras el Puente Leoncio Prado lo construía el Consorcio Fénix, formado por Asphalt Technologies, y Transportes y Construcciones BLASGON, Sucursal del Perú, ambos entre abril de 2018 y enero de 2019.

Los condicionantes para la construcción de las dos estructuras y el proceso constructivo seguido es análogo, a excepción de la disposición de péndolas rígidas en el Puente Leoncio Prado formadas por perfiles con sección armada en forma de doble T, soldadas a los arcos y vigas previo al desapeo de la estructura metálica, en lugar de las péndolas de barra del Puente Junín.

Con objeto de minimizar los plazos de ejecución de la obra y las afecciones a los usuarios de la vía y vecinos, los trabajos asociados a la construcción del puente se realizaron en tres lugares distintos: ubicación del puente, taller metálico y parque de prefabricación de hormigón.

Los trabajos en el parque de prefabricación de hormigón consistieron en la ejecución de las prelosas que funcionan como encofrado perdido de la losa del tablero, con la geometría y armaduras definidas en los planos del proyecto. Debido a la anchura variable del tablero del puente se definieron diferentes geometrías de prelosa, para cubrir la superficie del tablero.

Los trabajos de prefabricación se planificaron de forma que fuese posible el envío de las prelosas a la obra una vez que fuese posible su colocación, cuando se hubiese completado la estructura metálica.

Los trabajos en el taller metálico comenzaron con la modelización de la estructura metálica con el software Tekla, para definir la geometría de cada una de las chapas que entrarían a formar parte de los diferentes elementos estructurales que forman el puente: arcos, vigas-tirante, diafragmas de estribo, vigas transversales y voladizos, así como plantear el despiece de la estructura con el que sería enviada a la ubicación del puente.

Una vez concluida la modelización comenzaron los trabajos sobre el acero, con los procesos de corte, doblado, armado, preparación de bordes y soldado de las chapas de acero, para dar formar las diferentes partes de la estructura.

La estructura metálica se montó en blanco en taller, para comprobar la correspondencia de su geometría con la geometría especificada en el proyecto de construcción (figura 10).



Figura 10. Montaje en taller metálico (Junín).

Para su despacho a obra, y por las limitaciones de los medios de transporte y gálipos en la ruta de acceso a las obras, cada uno

de los arcos y vigas-tirante se transportó dividido en dos partes, mientras que las vigas diafragma, vigas transversales y diafragmas, por su menor tamaño pudieron transportarse en una sola pieza.

Los trabajos en la ubicación del puente comenzaron con la ejecución de los estribos, para ello fue necesario demoler los muros existentes de la Vía Expresa en el ancho de influencia de los estribos. Esta demolición se realizó tras la ejecución de un sostenimiento provisional formado por un shotcrete anclado ejecutado por bataches, destinado a contener las tierras, y evitar asentamientos en los edificios en las vías auxiliares del Paseo de la República (figura 11).

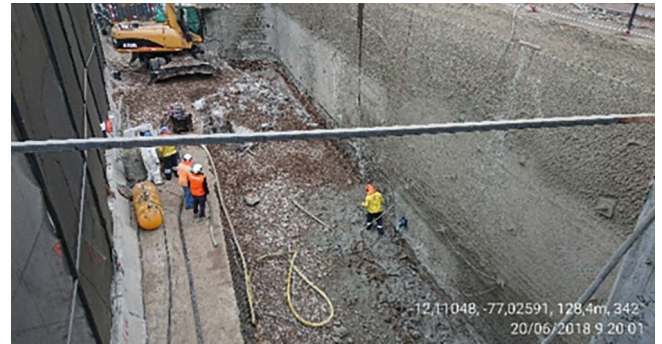


Figura 11. Sostenimiento provisional.

Al estar previsto que las piezas principales llegasen a obra divididas en dos partes, simultáneamente a la ejecución de los estribos se ejecutaron torres de sostenimiento provisional de la estructura cimentadas en la mediana (figura 12).

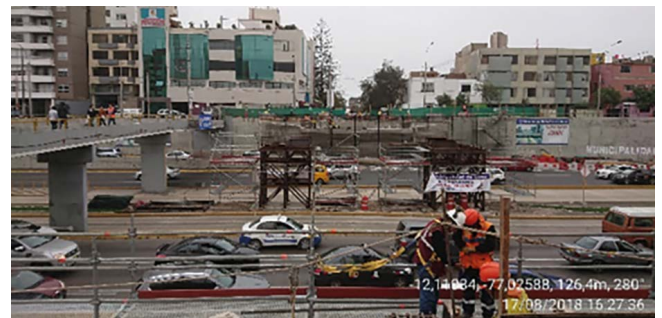


Figura 12. Torres de apeo.

Una vez concluidos los estribos, torres de apeo e instalados los aparatos de apoyo se comenzó al transporte y montaje en obra de las piezas que forman la estructura del puente. El montaje comenzó con las vigas-tirante, que se colocaron apoyadas sobre los aparatos de apoyo y torres provisionales. Junto con las vigas-tirante se montaron las vigas diafragma y algunas de las vigas transversales, con objeto de garantizar el correcto posicionamiento relativo entre las vigas principales (figura 13).



Figura 13. Izado de viga (Junín).

Posteriormente se colocaron los semiarcos, que quedaban apoyados sobre las torres de apeo provisional y sobre las vigas-tirante (figura 14 y 15).



Figura 14. Montaje de la estructura metálica (Leoncio Prado).

Todos los montajes de piezas sobre la Vía Expresa se realizaron en horario nocturno, con la vía cortada al tráfico por motivos de seguridad.

Una vez ajustada la posición de las partes de la estructura se procedió al soldeo de todas las piezas, y a la colocación de las péndolas de barra, que se dejaron colocadas ajustadas, pero sin tensión. Tras la colocación de las péndolas se instalaron galgas extensométricas en ellas para controlar sus deformaciones durante el proceso constructivo.



Figura 15. Estructura metálica completada en ambos puentes (Leoncio Prado y Junín respectivamente).

Tras la verificación de la calidad de las soldaduras mediante ensayos no destructivos, se procedió al desapeo de la estructura. Seguidamente se colocaron las prelosas, también en horario nocturno, y tras la colocación de las armaduras del tablero se procedió a su hormigonado.

Después de estabilizarse la estructura se midieron las cargas resultantes en las péndolas, y se realizó un ajuste de estas con la ayuda de un útil de tesado, con el objeto de aproximar las cargas en las péndolas a las estimadas en el cálculo de la estructura.

Una vez finalizada la estructura del puente se continuó con los trabajos de remates y acabados: instalación de juntas de dilatación, colocación de barandas, extensión del pavimento, tratamiento superficial de aceras e instalación de la iluminación del puente.

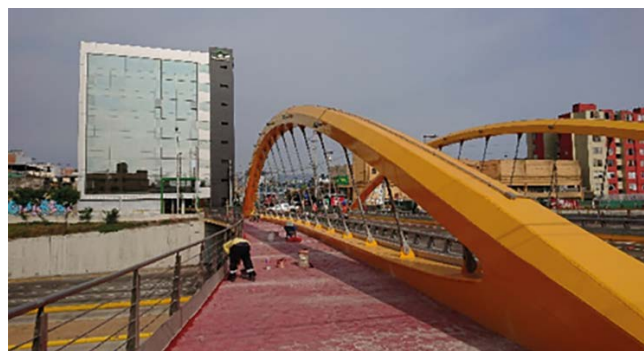


Figura 16. Remates y acabados (Junín).

Se comprobó el correcto comportamiento de la estructura realizándose una prueba de carga en la que se materializaron un total de 4 estados de carga en los que se emplearon de forma simultánea hasta 4 camiones de 350 kN de peso sobre el tablero del puente.

Además de las deformaciones de la estructura, durante la prueba se monitorizaron las fuerzas en las péndolas. Las deformaciones medidas resultaron muy similares a las estimadas en el cálculo de la prueba, y la recuperación de las deformaciones fue total y prácticamente inmediata tras la retirada de la carga.



Figura 17. Ambos puentes terminados.



Figura 18. Puente Leoncio Prado en servicio.

Agradecimientos

Queremos agradecer la implicación de cada uno de los agentes involucrados en el proyecto y construcción de los puentes sobre la Vía Expresa de Lima, Junín y Leoncio Prado.

A la propiedad y promotora EMAPE (Empresa Municipal Administradora del Peaje de Lima), las constructoras INCOT (del Puente Junín) y el Consorcio Fénix (del Puente Leoncio Prado) y, por supuesto, todo el equipo de Arenas & Asociados, a parte de los autores, que ha hecho posible ver las dos obras finalizadas tanto desde España como en Perú.

Referencias

- 1] G. Capellán, M. Sacristán, A. Godoy, C.D. Alonso, J.L. Pando, J. González. Diseño de dos nuevos puentes en Lima: Puente Junín y Puente Leoncio Prado, VII Congreso de ACHE, A Coruña (España), 2017.

Diseño y construcción del Nuevo Puente de Espartxo sobre el río Urumea, San Sebastián

Design and Construction of the New Espartxo Bridge Over River Urumea, San Sebastian

Guillermo Capellán Miguel^{*,a}, Marianela García Pérez^b, Miguel Sacristán Montesinos^c,
Alejandro Godoy Ansótegui^c y José D. Berrazueta Sánchez de Vega^d

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Técnico, Arenas & Asociados. gcapellan@arenasing.com.

^b Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Project Manager, Arenas & Asociados. mgarcia@arenasing.com.

^c Ing. Caminos, Canales y Puertos. Coordinador de Proyectos, Arenas & Asociados. msacristan@arenasing.com | agodoy@arenasing.com.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Quality Manager, Arenas & Asociados. jberrazueta@arenasing.com.

Recibido el 17 de junio de 2019; revisado el 18 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El Nuevo Puente de Espartxo, actualmente en las fases finales de su construcción, sustituirá al ya deteriorado Espartxo Zubia, el cual con tan solo 6.60 m de ancho y con baja cota media (6 m) podía generar problemas hidráulicos en caso de avenida. La construcción de este nuevo puente forma parte del conjunto de obras de urbanización del área LM.06 de Txomin-Enea, promovidas por el Ayuntamiento de San Sebastián, cuyo objetivo principal es dinamizar, modernizar y aportar nuevos usos a la zona. Se trata de una obra necesaria pues el puente existente no cumple las necesidades en cuanto a ancho útil para soportar la calzada, aceras y carril bici, y su geometría no es compatible con la nueva urbanización ni con el parque de ribera que seguirá la margen izquierda del río Urumea.

PALABRAS CLAVE: puente urbano, pila singular, metálica, Espartxo, Txomin-Enea, San Sebastián.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The new Espartxo Bridge, currently under its final stages of construction, will substitute the deteriorated Espartxo Zubia, just 6.60 m wide and with low clearance (6 m) which could cause hydraulic problems in case of flood. The construction of the bridge forms part of the LM.06 Txomin-Enea new urban development, promoted by San Sebastian City Council, whose objective is modernizing and providing new uses to this area. It is a necessary work because the existing bridge does not meet the needs in terms of useful width to support the roadway, sidewalks and bike path, and its geometry is not compatible with the new development nor the riverside park that will follow the left bank of the River Urumea.

KEYWORDS: urban bridge, signature pier, steel structure, Espartxo, Txomin-Enea, San Sebastián.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: mgarcia@arenasing.com (Marianela García Pérez)

Cómo citar este artículo: Capellán, G., García, M., Sacristán, M., Berrazueta, J.D., & Godoy, A. (2025). Diseño y construcción del Nuevo Puente de Espartxo sobre el río Urumea, San Sebastián. *Hormigón y Acero*. 76(305):115-122. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2838>

1.

LA RAZÓN DE SER DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

El nuevo puente debía salvar el río Urumea con un solo vano, evitando así la disposición de pilas intermedias en el río, tal y como lo hace el puente antiguo, el cual tiene 3 vanos sobre el cauce de aproximadamente 10 m de luz, que reducen considerablemente la sección hidráulica del río en esa zona.

La búsqueda de una solución que no rompiera estéticamente con la ribera del Urumea, hizo que se desearan, desde

un principio, todas las soluciones con estructura por encima del tablero.

Por otra parte, al tratarse de una estructura con la rasante baja, condicionada por la nueva urbanización en la margen izquierda y por el camino de Uba en su margen derecha, debía buscarse una solución estructural que minimizara los cantos del tablero, con el objetivo añadido de permitir el tránsito pea-

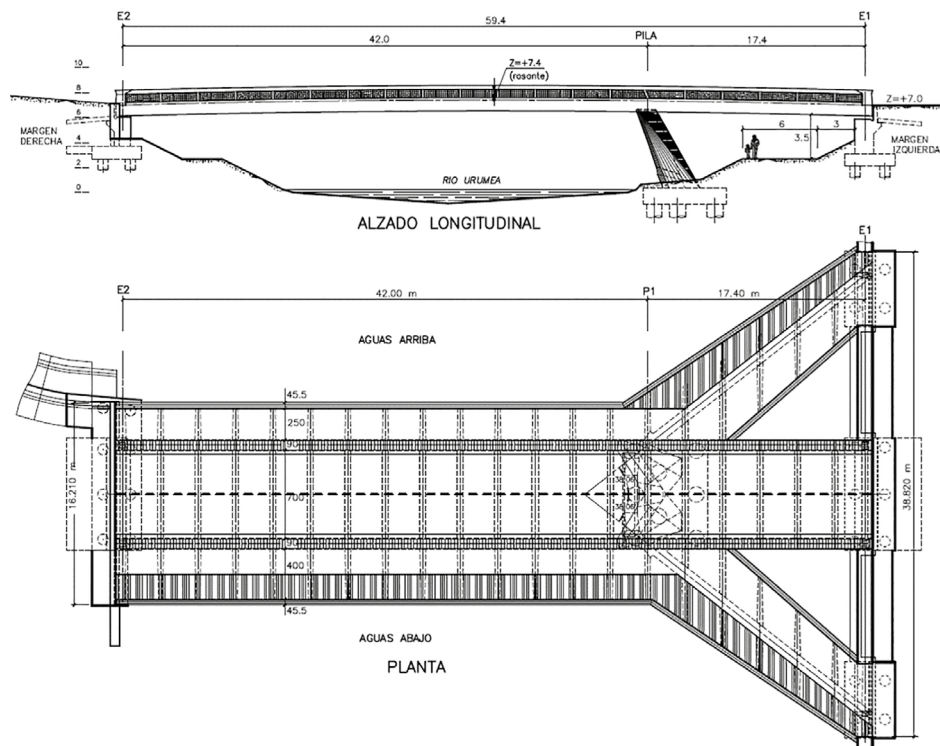


Figura 1. Planta y alzado del Nuevo Puente de Espartxo.

tonal bajo la estructura en la ribera izquierda y así no interrumpir el paso del nuevo parque de ribera previsto en el conjunto total de actuaciones en la zona por parte del Ayuntamiento.

Es por ello, que se opta por una solución estructural de tablero mixto con 2 nervios longitudinales y costillas intermedias sobre las que se ejecuta una losa de hormigón. Con una única pila empotrada al tablero, situada en la margen izquierda y formada por dos brazos en V de hormigón con superficies regladas alabeadas y núcleo central metálico, lo cual mejora el comportamiento hidráulico y disminuye el coste en cimentaciones.

El puente proyectado tiene una longitud total de 59.4 m entre apoyos en estribos, repartidos en dos vanos de 17.4 m y de 42.0 m, siendo este último el vano principal sobre el río Urumea.

Junto con la pila, la planta del puente es su característica más singular, al abrirse los voladizos de aceras en el vano lateral de 17.4 m hasta independizarse del núcleo central del tablero para formar sendas pasarelas laterales.

La sección útil es de 15.3 m, con calzada central de 7.0 m con dos carriles de 3.2 m y bandas blancas de 30 cm. Los nervios longitudinales metálicos de la estructura, toman el canto que necesitan para resistir los esfuerzos actuantes por encima de la rasante. De esta manera sirven de división entre el tráfico de la calzada y el de las aceras.

Las aceras, parte primordial en la sección del puente dado el carácter urbano del mismo, se materializan mediante voladizos a ambos lados de las vigas principales. De este modo, se tiene una acera de 4.0 m aguas abajo y un voladizo de acera de 2.5 m aguas arriba.

Esta asimetría viene impuesta por la existencia de un caserío en la margen derecha del río, que impide ejecutar la acera de aguas arriba con mayor anchura. Sin embargo, en previsión

de una más que probable ampliación futura si el caserío desaparece, esta acera está prevista pueda alcanzar los 5.5 m de anchura total.

2. LA ESTRUCTURA

El núcleo central de tablero, de 8.8 m de ancho, incluye la calzada y la estructura principal del mismo, y se ejecuta en primer lugar.

Las vigas metálicas o nervios de borde se sitúan en los laterales y poseen un canto de 192 cm, 75 cm bajo rasante y 117 cm sobre rasante de tablero, conformando las barreras entre calzada y aceras. Esta configuración permite respetar el galíbo hidráulico necesario, reduciendo el canto bajo rasante y también el canto aparente de tablero, con lo que el resultado es una estructura muy esbelta.

Entre los nervios principales se materializa la calzada, a través de una losa mixta formada por una losa de hormigón ejecutada in situ sobre prelosas prefabricadas de 7 cm, con un canto total de 21 cm. Esta losa se apoya sobre costillas metálicas curvas de canto variable situadas cada 3 m y unidas a los nervios principales mediante soldadura. Cuando el núcleo central está ejecutado por completo se puede proceder a la demolición del puente antiguo, permitiéndose la circulación de vehículos por la calzada del nuevo puente.

Los nervios de las pasarelas se sitúan en la parte central de las mismas y poseen una sección trapezoidal con un canto de 63 cm y un ancho en su parte inferior de 90 cm.

Sin la presencia del antiguo puente, ya se puede continuar con la segunda fase de ejecución del nuevo puente. En ella se

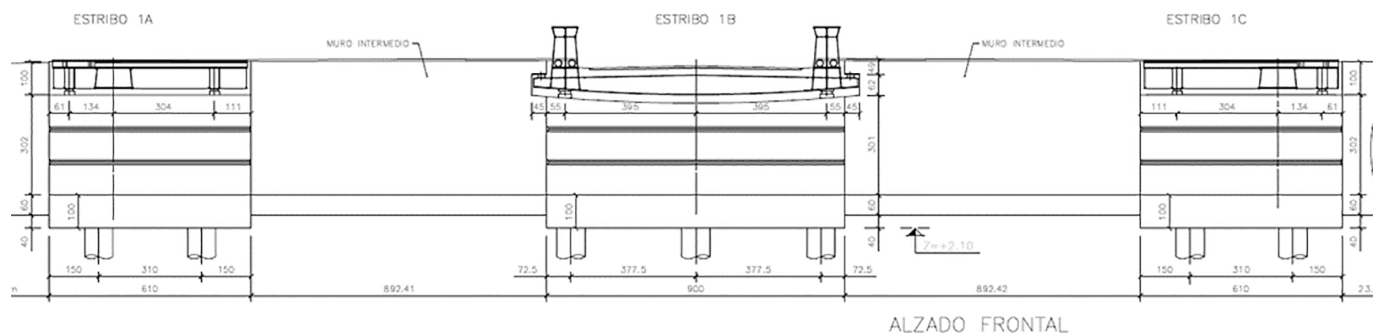


Figura 5. Alzado de estribos margen izquierda.

do por cimentaciones profundas mediante pilotes tanto para los estribos como para la pila. Los muros se cimentan directamente sobre el terreno con mejoras localizadas para asegurar la capacidad portante.

3. EL PROCESO CONSTRUCTIVO

Con una solución tan concienciada con el río Urumea y su ribera, su construcción no debía suponer ninguna alteración a este propósito, y los medios empleados y procedimientos establecidos, tratan en todo momento no afectar en la medida de lo posible al entorno natural.

Además, se debe garantizar el tráfico rodado y de peatones entre ambas márgenes del río en este punto durante la construcción del nuevo puente.

De aquí la necesidad de establecer dos fases muy marcadas durante la construcción: en primer lugar, la ejecución de la parte de la calzada del nuevo puente para poder desviar el tráfico mientras se demuele el puente existente. Con el antiguo puente ya suprimido, se puede concluir con la ejecución de las aceras peatonales.

3.1. Cimentaciones

Todas las cimentaciones tanto de estribos como de la pila, se realizaron mediante pilotes.

Para poder realizar la cimentación de la pila fue necesario disponer una península provisional, que invadiendo lo mínimo posible el cauce del río, permitiera el acceso de la pilotadora hasta su posición definitiva. Puesto que la cota de trabajo, era de unos 3 m superior a la definitiva, la parte superior de los pilotes se ejecutó con el mismo hormigón que el resto de su altura, pero sin disponer armadura en el interior de este tramo final. Ya que de este modo se facilitaba el posterior descabezado de este tramo.

Al ejecutarse el nuevo puente a escasos centímetros del actual, y dado el elevado grado de deterioro que tenía dicha estructura, fue necesario la ejecución de un sistema de contención provisional del mismo en la margen izquierda del río. Para ello, se colocó una pantalla de tablestacas con anclajes provisionales al terreno siguiendo la directriz longitudinal del antiguo puente. Esta pantalla, sirvió además de contención del terreno de la urbanización para la ejecución del Estribo 1B.



Figura 6. Pantalla y recinto de tablestacas en margen izquierda.

A esta pantalla con anclajes se le adosó un nuevo recinto de tablestacas en forma de U paralelo al contorno exterior del encepado de la pila. Esta pantalla estaba reforzada en su interior mediante perfiles metálicos. Con el nuevo recinto perfectamente arriostrado, se prosiguió con la excavación de su interior hasta alcanzar la cota inferior del encepado de la pila.

En la margen derecha del río, para la ejecución del Estribo 2 fue de nuevo necesario la ejecución de un sistema de contención del vial existente que continúa hacia el camino de Uba. Ya que, en todo momento, durante la construcción del Nuevo Puente de Espartxo se debía respetar la premisa de no interrumpir el tráfico existente entre ambas márgenes del río.



Figura 7. Pantalla de micropilotes en Estribo 2.

En esta zona, se empleó una pantalla de micropilotes con 2 niveles de anclajes para la contención de la calzada existente.

En esta primera fase y dado que la nueva urbanización así lo permitía, se ejecutó también la cimentación del E1A, estribo de la margen izquierda necesario para alojar la pasarela peatonal de aguas arriba. Fue necesario en este estribo, dada la gran profundidad que alcanzaba en este punto el estrato de roca competente, remplazar la cimentación mediante pilotes a una solución con micropilotes.

3.2. Muros en rampa

En la margen derecha, entre el Estribo 2 y el caserío, existe un doble muro en vuelta que permite por un lado contener el vial con su nuevo trazado al salir del puente y, por otro lado, permitir el acceso a la orilla del río. En esa zona, puesto que el antiguo acceso al caserío quedaba alterado, se ejecutaron nuevos accesos peatonales mediante escalera y ascensor.



Figura 8. Muro en rampa del caserío.

3.3. Alzados de estribos y pila

Debido a la escasa longitud del primer vano, entre el E1B y la pila, con respecto al vano sobre el río (17.4 m frente a 42.0 m) existen despegues del tablero en ese estribo. Por ello, es necesaria la disposición de un tope inverso que impida el despegue del tablero en esa zona. Este tope inverso está alojado en los muros en continuación del cuerpo central del Estribo 1.

El alzado de la pila, con su geometría escultórica mediante una superficie reglada a lo largo de todo su contorno, es el elemento más singular del Nuevo Puente de Espartxo.

Está compuesta por dos brazos en forma de V de hormigón pretensado con núcleo de bastidor metálico. Se facilita, así, el empotramiento del tablero metálico a pila en esa zona mediante soldadura de las cartelas entre ambos elementos y que conforman el nudo de unión.

Para materializar la geometría exterior del volumen de la pila, dada su complejidad geométrica y el poco espacio libre dentro del recinto de tablestacas, se optó por la fabricación y posterior colocación en obra de un encofrado metálico que reproducía a la perfección el volumen de la pila.



Figura 9. Ferralla alrededor del bastidor metálico de pila.

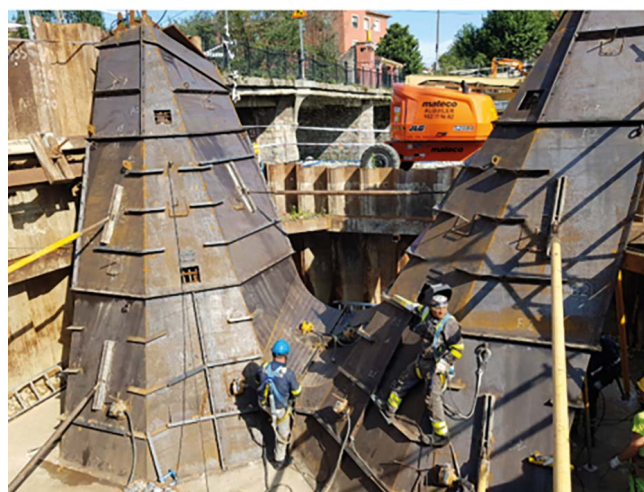


Figura 10. Encofrado de pila.

Por cómo están establecidos los desvíos provisionales en la margen izquierda en este punto de la obra, se puede ejecutar tanto la cimentación como el alzado del E1C, estribo de la pasarela peatonal de aguas abajo.

3.4. Tablero Fase 1

El montaje de la parte central de la estructura metálica, se realizó siguiendo las siguientes fases:

- Colocación y soldadura del nudo y riostra sobre pila.



Figura 11. Colocación de nudo en pila.

- Lanzamiento mediante grúa hasta su posición definitiva de los cajones longitudinales del tramo I.



Figura 12. Posicionamiento de nervios longitudinales.

- Colocación y soldadura de costillas transversales centrales entre ambos nervios en el tramo I.
- Lanzamiento de cada una de las vigas longitudinales, por separado, mediante grúa en el vano sobre el río.



Figura 13. Posicionamiento de nervios longitudinales.

- Con las vigas longitudinales ya con continuidad en toda la longitud del puente, así como perfectamente unidas a la pila, colocación y unión de costillas centrales transversales.



Figura 14. Soldadura de costillas transversales.

Para adelantar las fases de montaje de estructura metálica, en esta misma fase se colocaron también tanto el nervio longitudinal de la pasarela de aguas arriba como todas las costillas que materializan la acera de aguas arriba.



Figura 15. Colocación de pasarela aguas arriba.

Con la estructura metálica perfectamente posicionada y ensamblada, se continuó con la colocación de las prelosas en la parte central del puente. Para poder así hormigonar la parte de losa in situ y permitir el acceso a tráfico rodado por esta zona. En el momento de redacción de este artículo, la construcción del Nuevo Puente de Espartxo se encuentra en este punto.



Figura 16. Estado actual de la obra del nuevo puente de Espartxo.



Figura 17. Imagen previa a la demolición del actual Espartxo Zubia.

3.5. Demolición de puente existente

Con el tráfico desviado por la nueva calzada, se puede proceder a la demolición del puente antiguo. Para llevar a cabo la demolición, se comenzará por el tablero, atacándolo vano a vano.

Se comenzará por el vano central, para poder situar la maquinaria en los vanos extremos del mismo. Después, se continuará con los vanos laterales en retirada de la maquinaria.

Se tratará de recoger y retirar desde arriba todos y cada uno de los tramos eliminados del antiguo puente para después ser trasladados a vertedero.

Con el tablero antiguo ya desmontado, se puede pasar a la demolición de las pilas y los estribos empleando una máquina de demolición con un martillo implementado con el que se picará. El material que se vaya eliminando, se retirará colocando una pinza tipo escollera a la máquina de demolición.

3.6. Tablero Fase 2

Una vez demolido el antiguo puente, se puede continuar con la colocación de los voladizos de acera y del nervio de pasarela longitudinal de aguas abajo.

Con todas las costillas de acera situadas, se puede ejecutar la losa de aceras sobre la chapa metálica rigidizada con perfiles en T que sirve de encofrado perdido. Se continuará también con la colocación de los rastreles que servirán para la fijación del pavimento de madera sintética.

3.7. Acabados

Para concluir la construcción del puente, es necesaria la colocación de barandillas y pasamanos, así como concluir el remate de acabados.

Uno de los aspectos que más se ha tratado de cuidar en esta obra, es el tema de la iluminación. El planteamiento de la iluminación definido en proyecto, persigue un objetivo doble: por un lado, aportar una visibilidad segura y confortable para el correcto uso y disfrute del puente, y, por otro lado, una función estética y ornamental.

Al tratarse de un puente urbano pero ubicado en una reconvertida zona verde de la ciudad, puesto que el nuevo parque fluvial quiere recuperar los usos naturales de la ribera del río, se ha prestado especial atención a minimizar la contaminación lumínica en la zona. Para ello, la iluminación funcional se realizará desde el exterior de la estructura, y en el interior del puente, se quiere únicamente remarcar las líneas de la estructura como hito arquitectónico. Se trata de eliminar los báculos sobre el puente, y con ello, la iluminación sobre la lámina de agua.

Para ello, se dispondrán tiras LED dentro de los nervios longitudinales que permitan la salida de luz hacia el exterior tanto hacia el lado de la calzada como hacia el lado de aceras a través de un panel opaco con una ranura definida a tal efecto.

3.8. Control durante el proceso constructivo

Va a ser instalado un sistema de instrumentación y monitorización remoto, para conocer el estado del puente y poder

llevar a cabo su control y mantenimiento en todo momento de su vida útil.

Para la mejor calibración del sistema de control, se han instalado, ya desde las fases constructivas, parte de los sensores de medida.



Figura 18. Acelerómetros en fase de construcción.

De este modo, se han podido tomar medidas de los modos de vibración de la estructura antes y después del hormigonado de la losa de calzada. Pudiéndose establecer así, una evolución del sistema de calibración del comportamiento del puente.

Agradecimientos

Desde Arenas & Asociados, queremos dar las gracias a todas las empresas y trabajadores que han estado implicadas en la consecución del Nuevo Puente de Espartxo, tanto en fase de proyecto como de obra.

La colaboración que, desde todo el equipo del Ayto. de San Sebastián hemos recibido durante la redacción del proyecto y la construcción de las obras, por parte de Alfonso Vázquez, Joseba Rodríguez y Estefanía Lacalle.

Al equipo de la UTE Amenábar-Campezo, en su dirección técnica y de obra, con la figura de Miguel Santamaría a la cabeza.

Desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado representativos de la construcción industrializada

Seismic Performance of Reinforced Concrete Thin Walls Representative of Industrialized Construction

Roger Ortega ^{a,*}, Pedro Torres ^{b*}, Johannio Marulanda ^{c*},
Peter Thomson ^d, Gilberto Areiza ^{e*}

^a Ingeniero Civil, M.Sc., Estudiante de Doctorado. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^b Ingeniero Civil, Estudiante de Maestría. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^c Ingeniero Civil, Ph.D., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^d Ingeniero Aeroespacial, Ph.D., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle

^e Ingeniero Civil, M.Sc., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

* Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

Recibido el 19 de julio de 2019; revisado el 6 de abril de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

La construcción industrializada de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado ha tomado un auge importante en los últimos años en Latinoamérica, debido a que presenta mayores rendimientos y menor consumo de recursos respecto de otros sistemas constructivos. Sin embargo, su desempeño sísmico ha sido cuestionado. En este artículo se resumen los resultados de dos ensayos de muros delgados y esbeltos sometidos a carga lateral, y se analiza la respuesta experimental de muros de características similares evaluados en otras investigaciones. La evaluación de su comportamiento indica que el sistema puede presentar una capacidad de deformación limitada, y que las prácticas de diseño no son adecuadas para zonas de amenaza sísmica alta.

PALABRAS CLAVE: muros delgados, concreto reforzado, desempeño sísmico, carga lateral.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The industrialized construction of buildings with reinforced concrete thin walls has taken a significant boom in recent years in Latin America because it has higher performances and lower resource consumption compared to other construction systems. However, its seismic performance has been questioned. This article summarizes the results of two tests of thin and slender walls subjected to lateral load and analyzes the experimental response of walls with similar characteristics evaluated in other investigations. The evaluation of its behavior indicates that this system may have a limited deformation capacity and that design practices are not suitable for high seismicity regions.

KEYWORDS: thin walls, reinforced concrete, seismic performance, lateral load.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: ortega.roger@correounivalle.edu.co (Roger Ortega Caraballo)

Cómo citar este artículo: Ortega, R., Torres, P., Marulanda, J. Thomson, P. & Areiza, G. (2025). Desempeño sísmico de muros delgados y esbeltos de concreto reforzado representativos de la construcción industrializada. *Hormigón y Acero*. 76(305):123-130. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2864>

1. INTRODUCCIÓN

El sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado ha sido una de las alternativas más usadas para la construcción de vivienda en Latinoamérica en las últimas décadas. Estas edificaciones son por lo general construcciones de 4 a 15 pisos (figura 1), que se caracterizan por emplear muros de

espesor reducido (entre 80 y 150 mm). El alma de los muros se refuerza principalmente con acero electrosoldado de ductilidad limitada [1] dispuesto en una sola capa. Algunos muros disponen de elementos de borde, del mismo espesor del alma, reforzados con acero convencional dúctil y refuerzo transver-

sal conformado por ganchos o estribos cerrados, que no garantizan un adecuado confinamiento. La cuantía comúnmente usada en el alma de los muros es 0.25% [2], equivalente a la mínima establecida en varios códigos de diseño [3,4].

Los procedimientos constructivos empleados en estas edificaciones se pueden estandarizar con relativa facilidad. Se utiliza formaleta metálica liviana, modulada según la distribución arquitectónica, concreto de alta fluidez mezclado con aditivos para alcanzar resistencias a una edad más temprana, y mallas de acero electrosoldadas empalmadas en la base de los muros. Estas características permiten alcanzar un mayor rendimiento y un menor consumo de materiales y de mano de obra respecto de otros sistemas constructivos.



Figura 1. Sistema industrializado.

Los efectos causados por los sismos de Chile en 2010 y Nueva Zelanda en 2010 y 2011 en edificios de muros de concreto, y las investigaciones a nivel mundial sobre muros de mayor espesor sugieren que el desempeño de este sistema estructural puede ser limitado, al presentar una capacidad de deformación reducida, baja capacidad de disipación de energía, y la posibilidad de sufrir fallas frágiles, entre otros aspectos [6–9].

En Colombia, como en los otros países donde se emplea la construcción industrializada, las edificaciones presentan altas relaciones de esbeltez (altura libre del muro/espesor) y una sola cortina de refuerzo, lo que las hace susceptibles a una falla por pandeo fuera del plano [2,10,11]; el refuerzo de baja ductilidad puede limitar la capacidad de desplazamiento [1]; y los bajos espesores no permiten garantizar un suficiente confinamiento del concreto en los extremos de los muros [12,13], además de dificultar el vaciado del concreto (figura 2). Otros aspectos que podrían aumentar la vulnerabilidad de las edificaciones son las deficiencias en la configuración de la estructura, como irregularidades en planta o altas relaciones de aspecto

[14]; altos coeficientes teóricos de capacidad de disipación de energía [15]; muros largos con altas rigideces y baja capacidad de rotación [16], losas de entrepiso con una sola capa de refuerzo [5]; bajas densidades de muros y procesos constructivos deficientes.



Figura 2. Problemas en el vaciado del concreto.

El desempeño sísmico de las edificaciones de muros delgados es incierto, puesto que la reglamentación sobre concreto reforzado considerada para su diseño proviene de las disposiciones de códigos internacionales, ACI 318 – 1999, 2002, y 2008, [17], para el sistema convencional de muros de concreto, definidas para muros con mayores espesores que permiten el confinamiento del concreto en los extremos y reducen la posibilidad de inestabilidad lateral. Por lo anterior, es necesario evaluar experimentalmente el comportamiento de muros con las características específicas de este sistema constructivo, para aportar a la caracterización de su comportamiento sísmico y ampliar el conocimiento sobre sus posibles modos de falla.

2. EVALUACIÓN EXPERIMENTAL

2.1. Propiedades de los muros

Se ensayaron dos muros representativos de la construcción industrializada en zona de amenaza sísmica alta. El primer muro, MOR10, fue sometido a carga lateral monotónica y el segundo, MIR10, a carga lateral cíclica cuasi-estática. En ambos casos la carga axial se mantuvo constante y la relación momento – cortante ($M/V.l_w$) fue de 2.1. El espesor, altura, cuantías y detallado del refuerzo corresponde a las condiciones típicas de este tipo de elementos estructurales. En la tabla 1 se muestran las propiedades de cada muro.

TABLA 1.
Propiedades de los muros de prueba.

Muro	t_w mm	l_w mm	h_w mm	f'_c MPa	Refuerzo del ama (ρ_w)	f_y	Refuerzo en extremos MPa	f_y (ρ_w)	S/d _b MPa	ALR
MOR10	100	1200	2400	24.7	Barras No. 2 c/125 (0.25%)	521	2 barras No. 4 (1.46%)	430	11.8	2%
MIR10	100	1200	2400	24.7	MES Ø 7 mm c/150 (0.26%)	533	2 barras No. 4 (1.46%)	430	11.8	9%

En la [tabla 1](#), t_w , l_w y h_w , corresponden al espesor, longitud y altura del muro, f_c es la resistencia a la compresión del concreto, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, S/d_b es la relación entre la separación del refuerzo transversal y el diámetro del refuerzo longitudinal del extremo del muro, y ALR es el nivel de carga axial, equivalente a la relación entre la carga axial (N) y la capacidad nominal a la compresión del muro ($f'_c \cdot l_w \cdot t_w$). El primer muro fue armado con refuerzo convencional dúctil y el segundo con malla electrosoldada (MES) de ductilidad limitada [\[1,18\]](#).

2.2. Ensayos de carga lateral

Los ensayos se ejecutaron en el Marco de pruebas de la Universidad del Valle ([figura 3](#)). La carga lateral se aplicó mediante un actuador hidráulico de 500 kN de capacidad, y la carga vertical mediante cuatro actuadores de 80 kN cada uno. Los muros fueron instrumentados con celdas de carga, transductores de desplazamiento, y galgas extensiométricas para registrar las cargas aplicadas, los desplazamientos, la rotación o deslizamiento de la base, la curvatura, las deformaciones por cortante, y las deformaciones unitarias en la superficie del concreto. Para el ensayo monotónico del primer muro M0R10 se aplicó inicialmente una carga vertical de 59 kN (ALR = 2%), y posteriormente el muro fue desplazado lateralmente, en una dirección, con incrementos de deriva desde 0.15% hasta 2.0%. La deriva fue definida como la relación entre el desplazamiento y la altura libre del muro (δ/h_w). Para el segundo muro MIR10, sometido al ensayo cíclico, el procedimiento fue similar. Se aplicó una carga vertical de 260 kN (ALR = 9%), y seguidamente se ejecutó un protocolo de desplazamientos horizontales de ocho fases, en ambas direcciones, cada una comprendida por dos ciclos de igual amplitud y con incrementos de deriva desde 0.15% hasta 2%.



Figura 3. Montaje de los muros en el marco de pruebas.

3. RESULTADOS

3.1. Muro M0R10

La resistencia máxima (V_{max}) para el muro M0R10, obtenida como la carga lateral de mayor magnitud alcanzada durante el ensayo monotónico, fue de 114.7 kN; asociada a una deriva

máxima (Δ_{max}) de 1.36%. Para una deriva de 1.4% se observaron las primeras grietas verticales en la base del muro, indicativas del inicio del descascamiento del concreto. Para mayores desplazamientos continuó el descascamiento y ocurrió el aplastamiento del concreto. Finalmente, el refuerzo longitudinal del elemento de borde quedó expuesto e inició inmediatamente su pandeo debido a la falta de soporte lateral por la alta relación S/d_b [\[19\]](#). No se presentó fractura del refuerzo, ni inestabilidad fuera del plano. En las [figuras 4 y 5](#) se muestra el estado final del muro M0R10 y su relación fuerza – deriva, respectivamente.

3.2. Muro MIR10

La resistencia máxima (V_{max}) para el muro MIR10 fue 151.7 kN, con una deriva máxima (Δ_{max}) de 1.08%. La deriva última (Δ_u), determinada en el instante que la resistencia lateral se degrada 20% de la resistencia máxima, fue de 1.61%. Para una deriva de 0.75% se presentaron los primeros signos de descascamiento. El inicio del aplastamiento del concreto ocurrió a una deriva de 1.08%. Al alcanzar una deriva de 1.5%, el agrietamiento y descascamiento progresivo generaron la exposición del refuerzo longitudinal de uno de los extremos, ocasionando casi inmediatamente su pandeo. Para una deriva de 2% continuó el pandeo del refuerzo, el muro se desprendió de la base y finalmente ocurrió la fractura de una de las barras expuestas del elemento de borde.



Figura 4. Estado final del muro M0R10.

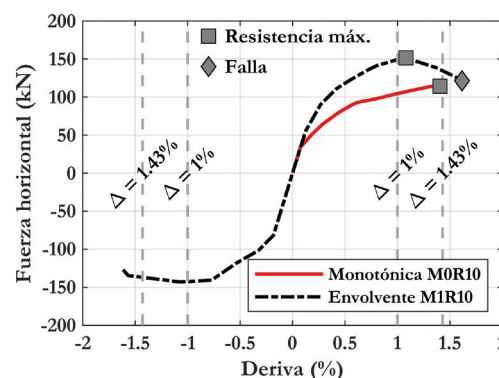


Figura 5. Relación fuerza – deriva muros ensayados

Para ambos muros el comportamiento fue dominado por flexión, de acuerdo con su relación de aspecto h_w/l_w , de 2. La figura 5 muestra la envolvente de la relación fuerza - deriva del muro M1R10 y se indican las derivas límites para diseño de este sistema estructural, para el caso de secciones no agrietadas (1%) y agrietadas (1.43%), respectivamente. En la Figura 6 se indica el estado final del muro.



Figura 6. Estado final del muro M1R10.

4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Inestabilidad fuera del plano

El parámetro que controla el pandeo fuera del plano es la magnitud de las deformaciones unitarias de tensión en los extremos del muro, previas a la carga de compresión [20]. Los muros no presentaron inestabilidad lateral pese a la alta relación de esbeltez ($h_w/t_w > 16$). Esto debido a que no se alcanzaron deformaciones de tensión suficientemente altas, y probablemente porque no se formaron suficientes grietas en los extremos de los muros, distribuidas en altura, que formaran cuñas de concreto agrietado que ocasionaran inestabilidad lateral. Una hipótesis que puede explicar este comportamiento es la cuantía moderada de refuerzo longitudinal en los extremos de los muros. Se ha observado [10, 21] que con altas cuantías de refuerzo en los elementos de borde, (ρ_b), es más probable que se alcancen mayores desplazamientos fuera del plano, y que ocurra una falla por este tipo de fenómeno.

4.2. Extensión del daño

La longitud experimental de la rótula plástica, estimada como la distancia entre la base y los bordes superiores de la zona afectada por el descascaramiento en la falla [7], fue de 250 mm en ambos casos (figura 7). La longitud de la rótula plástica fue confirmada mediante la lectura de las deformaciones unitarias en el concreto. Este resultado concuerda con la longitud registrada en [7,22], quienes han reportado que la

concentración del daño ocurre sobre una altura de dos o tres veces el espesor del muro. El agrietamiento por flexión y por flexión - cortante fue considerable en ambos muros. El daño se propagó hasta una altura de 1400 mm y 1800 mm en los muros M0R10 y M1R10, respectivamente.

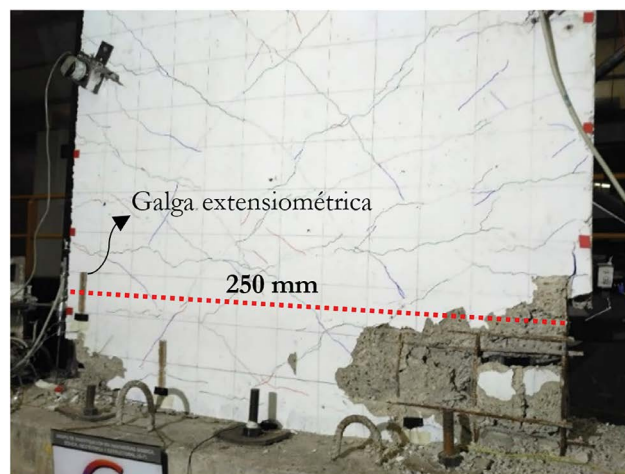


Figura 7. Longitud de la rótula plástica en los muros.

4.3. Degradación de la rigidez

La degradación de la rigidez lateral en función de la deriva se muestra en la figura 8. El término K_{max} corresponde a la rigidez máxima y K_i es la rigidez en cada nivel de deriva. Cuando se alcanza la deriva límite de 1%, establecida por el Reglamento NSR-10 [3], el muro M0R10 había perdido el 77% de su rigidez inicial, y el muro M1R10 el 67%. Para la deriva límite de 1.43%, especificada para edificaciones diseñadas con secciones agrietadas, la pérdida de rigidez del muro M1R10 fue de 78%. En la tabla 2 se correlaciona el estado de daño de los muros, en términos del agrietamiento, y su degradación de la rigidez, lo que permite apreciar la evolución del daño y el considerable decremento de la rigidez. Este último es comparable con lo reportado en otros estudios [17,18,23], para muros con características similares.

4.4. Medición del daño

El daño se evaluó, para el muro M1R10, mediante el índice de daño (DI) de Park *et al.* [24], según la Ecuación 1, donde β es un parámetro positivo que representa la degradación de la fuerza, dE es la energía histerética disipada, δ_i son los desplazamientos en cada ciclo i , δ_f es el desplazamiento último, y V_y es la fuerza lateral en el punto de fluencia. El índice de daño fue de 75% para una deriva de 1%, lo que corresponde a un nivel de daño severo y a un estado de daño irreparable, de acuerdo con la escala de Park *et al.* [25], (tabla 3).

$$DI = \frac{\delta_i}{\delta_f} + \beta \frac{\int dE}{V_y \delta_f} \quad (1)$$

4.5. Desempeño sísmico de muros delgados

En la última década se han evaluado experimentalmente muros delgados de concreto reforzado, sin embargo, la base de datos aún es limitada. A continuación, se resumen los resultados mas relevantes de estos ensayos (tabla 4) y se analiza el desempeño de los muros.

TABLA 2.

Progreso del daño y degradación de la rigidez.

Estado de daño – Agrietamiento (número e inclinación de las grietas)	Espesor grieta (mm)	Deriva	Degradación de la rigidez (%)
Muro M0R10			
Primer agrietamiento (0 – 20°)	0.1	0.07	1
Grietas de flexión (menos de 10 grietas; 0° – 15°)	0.1	0.25	48
Grietas de flexión – cortante (10 – 30 grietas; 0° – 55°)	0.15 – 0.6	0.35 – 1.0	56 – 77
Inicio del descascaramiento (35 grietas; 0° – 90°)	0.7	1.4	82
Aplastamiento del concreto	-	1.6	90
Pandeo del refuerzo	-	1.85	-
Muro M1R10			
Primer agrietamiento (0° – 15°)	0.1	0.13	1.8
Grietas de flexión (menos de 10 grietas; 0° – 20°)	0.1	0.25	21
Grietas de flexión – cortante (25 – 50 grietas; 0° – 60°)	0.1 – 0.4	0.35 – 0.50	35 – 47
Inicio del descascaramiento (60 grietas; 0° – 80°)	0.15 – 0.65	0.75	58
Aplastamiento el concreto	-	1.08	71
Pandeo del refuerzo	-	1.5	80
Desprendimiento de la base e inicio fractura del refuerzo	-	2	90

TABLA 3.

Escala de daño propuesta por Park *et al.* [25]

Nivel de daño	Grado de daño	DI (%)	Estado de daño	Descripción
1	Sin daño	< 10		Grietas menores localizadas
2	Menor	10 - 25	Reparable	Grietas ligeras en toda la estructura
3	Moderado	25 - 40		Grietas severas y desprendimientos localizados
4	Severo	40 - 100		Aplastamiento del concreto, refuerzo visible.
5	Colapso	> 100	Pérdida total	Colapso

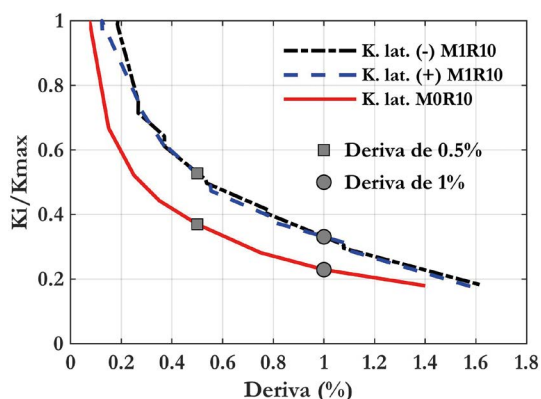


Figura 8. Degradación de la rigidez.

La característica más sobresaliente del desempeño de los muros es su limitada capacidad de deformación. La mayoría alcanzaron una deriva inferior a 1.43%, (figura 9). En promedio, los muros registraron una deriva última menor a 1%. Solo el 20% de los muros alcanzó una capacidad de deformación superior a 1%. Los muros con una capacidad moderada de deformación (>1.5%) fueron principalmente muros cortos sometidos a un bajo nivel de carga axial.

Los muros mostraron una alta degradación de la rigidez. En promedio, al alcanzar una deriva de 0.9% ya habían perdido el 87% de su rigidez inicial. Estos resultados evidencian que los factores de agrietamiento propuestos por el ACI 318 - 14, de 0.35 y 0.7 para secciones agrietadas y no agrietadas, respectivamente, subestiman la afectación de la rigidez de los muros para

consideraciones de diseño estructural [16].

Según el nivel de daño estimado para el muro M1R10 y la descripción del daño y modo de falla reportado para los muros de la tabla 4, es posible inferir que el grado de daño es, en general, de moderado a severo para derivas cercanas a 1%; con daños como grietas severas, desprendimientos localizados, aplastamiento del concreto y refuerzo expuesto. Para derivas superiores, en algunos casos, los muros se acercan al estado de colapso, con afectaciones que van desde fallas por adherencia del refuerzo en la interfase cimienta – muro, pandeo del refuerzo, fractura del refuerzo, grandes concentraciones de daño en una región y fractura longitudinal del muro. Lo anterior indica que para una deriva cercana al límite de 1% el nivel de deterioro de los muros es considerable.

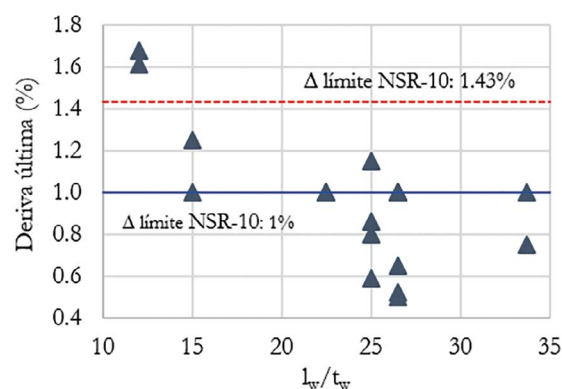


Figura 9. Deriva última versus relación longitud/espesor

TABLA 4.

Ensayos de muros delgados de concreto reforzado representativos del sistema industrializado.

Muro	Autor	Secc. transv. (1)	Dimensiones			f_c (MPa)	Refuerzo (2)			ALR (%)	Δu (%)	Degradación de rigidez (3)		Pandeo fuera del plano
			t_w	(mm) l_w	h_w		ρ_w (%)	ρ_b (%)	ρ_t (%)			(%)	$\Delta(\%)$	
1EIA	[23]	R	80	1200	4700	23	0.19	2.31	0.20	16	1	80	1	S
2EIA	[23]	R	80	1200	4500	21	0.19	2.31	0.20	5	1.25	-	-	S
3EIA	[23]	R	80	1200	4500	21	0.19	2.31	0.20	10	-	65	1	S
TW1	[6]	T	80	2700	2000	28.8	0.15	2.51	0.18	4.3	1	-	-	S
TW4	[6]	T	80	2700	2000	31.2	0.15	2.51	0.18	3.3	0.75	-	-	S
W4	[16]	T	100	2500	2400	39.1	0.27	0.27	0.27	4.4	0.59	96	0.59	N
W5	[16]	T	100	2500	2400	40.1	0.26	0.26	0.26	4.3	0.80	94	0.80	N
W6	[16]	T	100	2500	2400	39.2	0.27	2.54	0.27	4.4	0.86	92	0.92	N
W7	[16]	T*	100	2500	2400	47	0.27	1.27	0.27	3.7	1.15	95	1.15	N
TW2	[6]	T	120	2700	2000	50.7	0.49	0.49	0.36	3.2	1	-	-	N
TW3	[6]	T	120	2700	2000	48.3	0.49	0.49	0.36	3.4	1	-	-	N
TW5	[6]	T	120	2700	2000	33.3	0.49	0.49	0.36	4.8	1	-	-	N
MQE1-01	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.18	1.52	0.18	4	1	96	1	N
MQE1-02	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.18	1.52	0.18	4	0.5	86	0.5	N
MQE1-03	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.18	1.52	0.18	4	1	95	1	N
MQE2-01	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.26	1.52	0.26	4	1	93	1	N
MQE2-02	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.26	1.52	0.26	4	0.52	86	0.52	N
MQE2-03	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.26	1.52	0.26	4	0.65	-	-	N
MF	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.28	1.52	0.28	4	1	90	1	N
M0R10		R	100	1200	2400	24.7	0.25	1.46	0.26	2	1.36(4)	77	1	N
M1R10		R	100	1200	2400	24.7	0.26	1.46	0.25	9	1.61	67	1	N

(1) Sección transversal. R: Rectangular, T: sección en T, T*: sección pseudo I.

(2) ρ_w , ρ_b , ρ_t , corresponden a las cuantías de refuerzo longitudinal en el alma, en el borde de los muros, y transversal.

(3) Porcentaje de degradación al nivel de deriva indicado.

(4) Deriva máxima.

Otro aspecto importante en el desempeño de los muros delgados es la susceptibilidad al pandeo del plano. El 24% de los muros de la [tabla 3](#) reportaron este tipo de inestabilidad. Estos muros tenían, tal como se describió en la sección anterior, cuantías de acero significativas en sus extremos ($\rho_b > 2\%$). Solo uno de los muros, con una alta cuantía en los elementos de borde, no presentó pandeo fuera del plano.

Para el caso de los muros que no mostraron signos visibles de pandeo fuera del plano, las deformaciones de tensión fueron inferiores a la deformación de tensión crítica que induciría falla fuera del plano, $\epsilon_{sm,cr}$, estimada según la [Ecuación \(2\)](#) de Parra & Moehle, (2017) [10], lo cual probablemente evitó que se presentaran desplazamientos fuera del plano significativos. Para los muros W4 y W5 (sin refuerzo adicional en los extremos) la $\epsilon_{sm,cr}$ es del orden de 1.6%, y para el muro W6 (con $\rho_b = 2.54\%$), es aproximadamente de 1.1%, mientras que las deformaciones de tensión medidas en el refuerzo de los extremos de los muros no superaron en ningún caso a 0.4%. Lo contrario ocurre para los muros TW1 y TW4 que sufrieron significativos desplazamientos fuera del plano. Para estos muros las deformaciones de tensión alcanzadas fueron

altas, con valores máximos de 1.3% y 0.9%, respectivamente, las cuales están muy cerca de la deformación crítica $\epsilon_{sm,cr}$ que equivale aproximadamente a 1.15% [6,17].

$$\epsilon_{sm,cr} = k_{\zeta} \left(\frac{\pi t_{w,cr}}{K h_w} \right)^2 + 0.005 \quad (2)$$

En la [Ecuación \(2\)](#), K es el parámetro que considera la longitud efectiva del elemento; $\epsilon_{sm,cr}$ es la máxima deformación unitaria de tensión en el refuerzo longitudinal; k es el parámetro de la profundidad efectiva del refuerzo longitudinal; ζ es un parámetro relacionado con la cuantía mecánica de refuerzo m, que para la práctica común de diseño se puede tomar entre 0.16 y 0.36.

Las bajas cuantías de refuerzo en el alma de los muros delgados (ρ_w típico: 0.25%) pueden ocasionar que el agrietamiento no se propague en un área importante del muro, sino que el daño se concentre en la interfase, generando grandes grietas que inducen altas deformaciones en las barras de empalme embebidas en la cimentación. Esto implica una mayor probabilidad de pandeo o fractura del refuerzo, además de la reducción

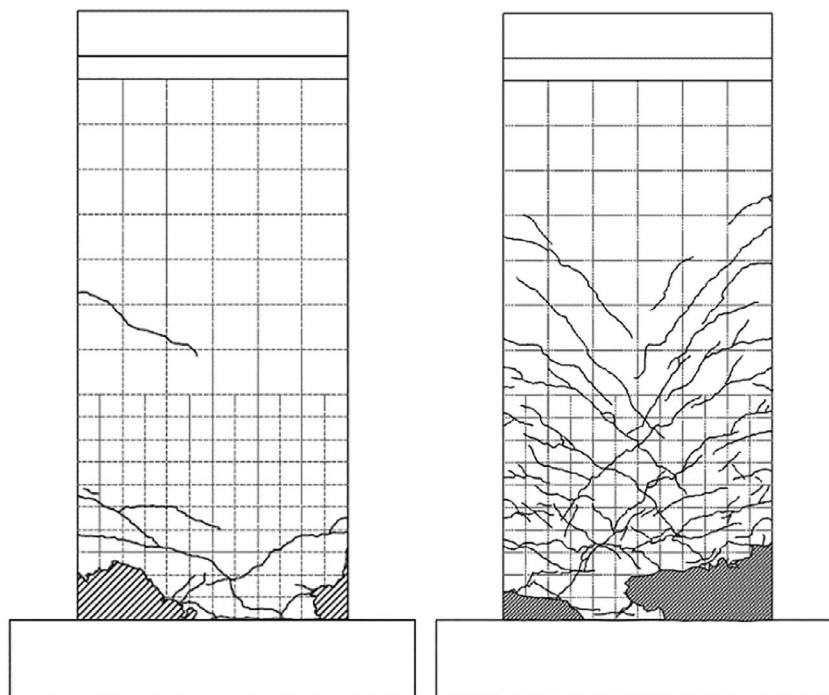


Figura 10. Propagación del daño: a) muro con ρ_w de 0.25% y sin refuerzo adicional en los extremos, y b) muro con ρ_w de 0.25% y ρ_b de 1.47%.

de la capacidad de desplazamiento del muro [17,19,26]. En la Figura 10 se puede apreciar la diferencia en la forma como se propaga el daño en muros con bajas cuantías de refuerzo y con refuerzo adicional en los extremos. Una cuantía reducida de acero también puede ocasionar una falla frágil, debido a que el momento de agrietamiento puede ser mayor que el momento de fluencia; en tal caso el acero en tensión del extremo fluiría incluso para deformaciones menores a las que producen el agrietamiento del concreto [27].

El uso de refuerzo con poca ductilidad puede disminuir la capacidad de deformación de los muros y concentrar el daño en una zona o sección, ocasionando una falla frágil [1,27,28]. Finalmente, la práctica de empalmar el refuerzo en la base de los muros puede ocasionar una reubicación de la rótula plástica, y de no existir un confinamiento adecuado, en la zona de traslape, la capacidad de deformación se podría reducir significativamente [29].

5. CONCLUSIONES

El análisis del comportamiento de los muros delgados de concreto reforzado muestra que las prácticas de diseño y construcción de este sistema constructivo probablemente no garantizan un desempeño sísmico adecuado en zona de amenaza sísmica alta, teniendo en cuenta que la respuesta experimental se caracterizó por: i) una baja capacidad de deformación, ii) una alta degradación de la rigidez, iii) un nivel de daño considerable para la deriva de diseño límite de 1%, iv) inestabilidad fuera del plano, y v) probabilidad de sufrir fallas de tipo frágil.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Universidad del Valle y al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación (Colciencias), entidades que financian el proyecto No. 110674558634, CT 015-2017.

Referencias

- [1] J. Carrillo, C. Diaz, C.A. Arteta, Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá Colombia, *Constr. Build. Mater.* 195 (2019) 352–362.
- [2] J.C. Sánchez, C.A. Arteta, Caracterización Estadística de Edificios de Muros Delgados en Concreto Reforzado para Zonas de Amenaza Sísmica Alta, in: VIII Congr. Nac. Ing. Sísmica, Barranquilla. Colombia, 2017.
- [3] AIS, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fé de Bogotá., 2010.
- [4] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, 2014.
- [5] C. Palomino, Buenas prácticas en el diseño de vivienda industrializada, *Noctreco*. 152. Ene- (2019) 12–18.
- [6] J. Almeida, O. Prodan, A. Rosso, K. Beyer, Tests on thin reinforced concrete walls subjected to in-plane and out-of-plane cyclic loading, *Earthq. Spectra*. 33 (2016) 323–345.
- [7] C. Alarcon, M.A. Hube, J.C. de la Llera, Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries, *Eng. Struct.* 73 (2014) 13–23.
- [8] H. Gonzales, F. López-Almansa, Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls, *Eng. Struct.* 34 (2012) 244–258.
- [9] J.W. Wallace, L.M. Massone, P. Bonelli, J. Dragovich, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle, Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings, *Earthq. Spectra*. 28 (S1) (2012) S281–S299.
- [10] P.F. Parra, J.P. Moehle, Stability of Slender Wall Boundaries Subjected to Earthquake Loading, *ACI Struct. J.* 114 (6) (2017) 1627–1636.

- [11] A. Rosso, J.P. Almeida, K. Beyer, Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings, *Bull. Earthq. Eng.* (2016).
- [12] C.A. Arteta, D. To, J. Moehle, Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls, 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng. (2014).
- [13] C.L. Segura, J.W. Wallace, Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender Reinforced Concrete Walls, *ACI Struct. J.* 115-s65 (2019) 849–860.
- [14] R. Jünemann, J.C. de la Llera, M.A. Hube, L.A. Cifuentes, E. Kausel, A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake, *Eng. Struct.* 82 (2015).
- [15] R. Bonett, J. Carrillo, C.A. Blandon, C.A. Arteta, J.F. Restrepo, J.L. Rosales, Evaluación del Factor R para edificios de muros delgados y esbeltos en sistemas industrializados, in: IX Congr. Nac. Ing. Sismica, Santiago de Cali, Colombia, 2019: pp. 1401–1412.
- [16] G.A. Araujo, C.A. Arteta, C.A. Blandón, Evaluación de la respuesta sísmica de sistemas de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia, in: IX Congr. Nac. Ing. Sismica, Santiago de Cali, Colombia, 2019: pp. 1413–1430.
- [17] C.A. Blandon, C.A. Arteta, R.L. Bonett, J. Carrillo, K. Beyer, J.P. Almeida, Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading, *Eng. Struct.* 176 (2018) 175–187.
- [18] L.G. Quiroz, Y. Maruyama, C. Zavala, Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation, *Eng. Struct.* 52 (2013) 153–167.
- [19] A. Dazio, K. Beyer, H. Bachmann, Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls, *Eng. Struct.* 31 (2009) 1556–1571.
- [20] T. Paulay, M.J.N. Priestley, Stability of ductile structural walls, *ACI Struct. J.* (1993).
- [21] A. Rosso, L.A. Jiménez-Roa, J.P. De Almeida, A.P.G. Zuniga, C.A. Blandón, R.L. Bonett, K. Beyer, Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability, *Bull. Earthq. Eng.* 16 (2018).
- [22] S. Takahashi, K. Yoshida, T. Ichinose, Y. Sanada, K. Matsumoto, H. Fukuyama, H. Suwada, Flexural drift capacity of reinforced concrete wall with limited confinement, *ACI Struct. J.* 110 (1) (2013) 95.
- [23] C.A. Blandón, J.F. Rave, R.L. Bonett, Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales, in: VII Congr. Nac. Ing. Sismica, Santa Fé de Bogota, Colombia, 2015: pp. 1–10.
- [24] Y.J. Park, A.H.S. Ang, Y.K. Wen, Seismic damage analysis and damage-limiting design of R.C buildings, Urbana, Illinois, 1984.
- [25] Y.J. Park, A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame - shear-wall structures, Buffalo, NY, 1987.
- [26] Y. Lu, R.S. Henry, R. Gultom, Q.T. Ma, Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement, *J. Struct. Eng.* 143 (2016).
- [27] C. Arteta, Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia, in: VIII Congr. Nac. Ing. Sismica, Barranquilla, Colombia, 2017.
- [28] J. Carrillo, S.M. Alcocer, Simplified equation for estimating periods of vibration of concrete wall housing, *Eng. Struct.* 52 (2013) 446–454.
- [29] J.P. Almeida, O. Prodan, D. Tarquini, K. Beyer, Influence of Lap Splices on the Deformation Capacity of RC Walls. I: Database Assembly, Recent Experimental Data, and Findings for Model Development, *J. Struct. Eng. (United States)*. 143 (2017).

Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado

Numerical Simulation of the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Walls

Eduar Cuesvas^{a*}, Roger Ortega^{b*}, Pedro Torres^{c*}, Johannio Marulanda^{c*}, Peter Thomson^{d*}

^a Estudiante de Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^b Ingeniero Civil, M.Sc., Estudiante de Doctorado. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^c Ingeniero Civil, Estudiante de Maestría. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^d Ingeniero Civil, Ph.D., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^e Ingeniero Aeroespacial, Ph.D., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle

*Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

Recibido el 14 de junio de 2019; revisado el 23 de mayo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

En este estudio se propone el uso del modelo numérico Shell Layered de ETABS, para el análisis del comportamiento no lineal de muros de concreto reforzado. Se realiza una simulación computacional de ensayos cíclicos de muros reconocidos y se verifica mediante la comparación de las respuestas experimentales y numéricas, en términos de resistencia, desplazamiento, rigidez, y disipación de energía. Los resultados indican que este modelo, desarrollado con un software comercial de amplio uso, y con un bajo costo computacional, es una herramienta válida para estimar la capacidad de desplazamiento y resistencia de los muros de concreto reforzado.

PALABRAS CLAVE: simulación numérica, muro estructural, concreto reforzado, shell layered, ETABS.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

This study proposes the use of the ETABS Shell Layered numerical model for the analysis of the non-linear behavior of reinforced concrete walls. A computational simulation of recognized wall cyclical tests is performed and verified by comparing the experimental and numerical responses, in terms of resistance, displacement, stiffness, and energy dissipation. The results indicate that this model, developed with commercial software of wide use, and with a low computational cost, is a valid tool to estimate the displacement capacity and resistance of reinforced concrete walls.

KEYWORDS: numerical simulation, structural wall, reinforced concrete, shell layered, ETABS.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: eduar.cuesvas@correounivalle.edu.co (Eduar Andrés Cuesvas Rosero)

Cómo citar este artículo: Cuesvas, E., Ortega, R., Torres, P. Marulanda, J. & Thomson, P. (2025). Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado. *Hormigón y Acero*. 76(305):131-138. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2865>

1. INTRODUCCIÓN

Los muros estructurales de concreto reforzado (CR) son uno de los elementos más usados para rigidizar edificaciones, debido a su buen historial de comportamiento en eventos sísmicos. Sin embargo, investigaciones recientes han demostrado algunas deficiencias en su diseño y construcción. Estos elementos toman en ocasiones la mayor parte de la carga lateral de una edificación, por lo tanto, sus solicitaciones son altamente exigentes. Estas razones indican la necesidad de continuar anali-

zando su comportamiento, para estimar con un mejor margen su respuesta en el campo inelástico.

Desde la década de los 70's se han realizado varias campañas experimentales y analíticas con el fin de evaluar y/o estimar la respuesta no lineal de muros de CR. Principalmente, se han desarrollado dos tipos de modelos numéricos, clasificados según [1] en: modelos microscópicos y modelos macroscópicos. Los modelos microscópicos están basados en el método de

los elementos finitos y permiten una interpretación detallada del comportamiento local. Se caracterizan por una alta demanda computacional y cierto grado de complejidad en su desarrollo e interpretación de resultados. Los trabajos desarrollados por [2,3] son buenos ejemplos de este tipo de modelización. Por su parte, los modelos macroscópicos capturan el comportamiento general con buenas aproximaciones y pueden llegar a ser más prácticos. Aunque presentan ciertas limitaciones a la hora de calcular deformaciones y capturar adecuadamente la interacción flexión-cortante [4]; además de no estar, en su mayoría, implementados en plataformas computacionales de uso común [5]. Trabajos como los de [5,6] son realizados con este tipo de modelos. En la [tabla 1](#) se muestran algunos de los modelos numéricos disponibles más representativos utilizados para el análisis del comportamiento de muros de CR.

TABLA 1.

Modelos numéricos disponibles para el análisis de muros.

MACRO MODELOS	MICRO MODELOS
Analogía de una cercha [7]	Método de los elementos finitos (MEF) [8,9]
Elemento TVLEM [10]	Elemento MVLEM [11,12]
Elemento lineal con sección de fibras [13,14]	Elemento SFI-MVLEM [5]

Por otro lado, con el auge del diseño basado en desempeño o desplazamiento, se requieren maneras de determinar el comportamiento realista de las estructuras bajo incursiones fuera del campo elástico [8]. Por lo cual, modelos numéricos que consideren el comportamiento no lineal podrían desempeñar un papel importante en el diseño sísmico de edificios nuevos y existentes.

Dadas estas razones, se propone en este estudio la implementación de un modelo numérico no lineal, disponible en un software comercial de uso común, que permita estimar de manera práctica la respuesta histerética general de muros de CR.

2.

MODELO NUMÉRICO SHELL LAYERED

2.1. Descripción

ETABS permite modelar muros de concreto reforzado mediante objetos tipo área llamados Shell Layered. Esta formulación consiste en representar la sección transversal de un elemento, en la dirección del espesor, en distintas capas equivalentes, tal como se observa en la figura 1. Cada capa se define con una ubicación, espesor, comportamiento y material independientes [15].

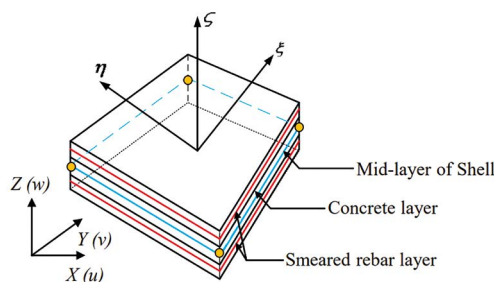


Figura 1. Modelo Shell Layered. Fuente: [16].

Un elemento Shell en capas puede considerarse lineal, no lineal, o con comportamiento de material mixto. En este sentido, un muro de concreto reforzado puede subdividirse en capas paralelas donde unas corresponderán al concreto confinado, al no confinado y otras al refuerzo ([figura 2](#)).

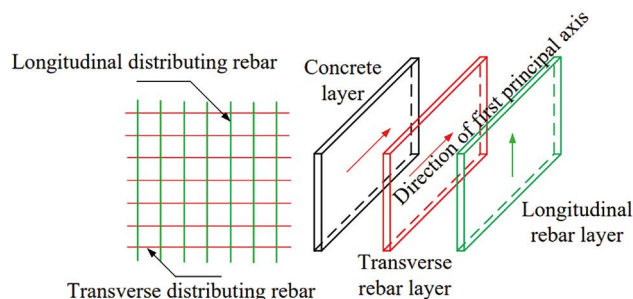


Figura 2. Representación del concreto y acero de refuerzo en un modelo Shell Layered. Fuente: [16].

El refuerzo del muro se considera uniformemente distribuido en una dirección dada y se representa como una fracción del volumen de la sección, superponiéndose al concreto.

Un aspecto primordial en la modelización por capas es la definición de las propiedades no lineales de los materiales. Para modelar los muros, utilizando el modelo Shell Layered de ETABS, se deben ingresar las curvas esfuerzo-deformación, y un modelo de comportamiento histerético que represente el comportamiento no lineal de los materiales que lo componen. A continuación, se describen estas propiedades.

2.2. Comportamiento de los materiales

2.2.1. Comportamiento histerético de los materiales

El modelo de histéresis empleado, de los disponibles en el programa ETABS, fue el propuesto por Dowell *et al.*, [17] ([figura 3](#)). Este modelo se caracteriza por ser particularmente adecuado para miembros de concreto reforzado [15], debido a que permite reducir considerablemente el costo computacional frente a otros modelos, tiene parámetros que permiten controlar la degradación de la rigidez, y permite aplicar asimetría en sus ramas [18].

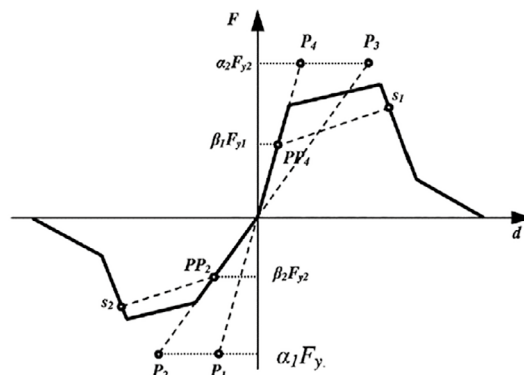


Figura 3. Modelo de histéresis Pivot; designación de puntos pivot y envolvente. Fuente: [19].

2.2.2. Modelo constitutivo del concreto

El modelo constitutivo para el concreto confinado y no confinado fue el propuesto por Mander *et al.*, [20]. Este modelo

TABLA 2.

Propiedades de muros modelizados.

Muro	l_w [mm]	h_w [mm]	t_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_l	ρ_t	ρ_{borde}	Shear-Span (M/Vl _v)	Carga axial (N/f _c A _g)
M1R10	1200	2400	100	24.7	0.256% 1 MES Ø7 mm @ 150 mm		1.46% 2 barras N°4	2.0	0.09 (260 kN)
R1	1910	4572	102	44.75	0.25% - 0.31% Barras Ø6mm @ 228 mm		1.47% 4 barras N°3	2.4	-
R1	1910	4572	102	46.44			4% 4 barras N°3	2.4	-
RW2	1219	3658	102	43.7	0.3% Barras N°2 @ 191 mm		2.93% 8 barras N°3	3.0	0.07 (378 kN)
MQE257EP	2650	2400	80	17.16	0.26% 1 MES 7 mm @ 150 mm		1.27% 3 barras N°4	0.9	0.04 (186 kN)

se caracteriza por considerar los efectos del confinamiento, el efecto de la carga cíclica y la velocidad de deformación del material [20], (figura 4).

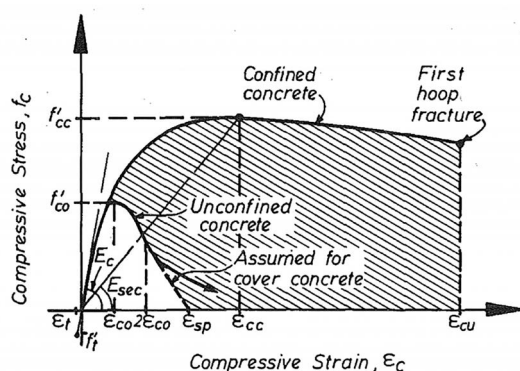


Figura 4. Curva esfuerzo-deformación a compresión para el concreto.
Fuente: [20].

2.2.3. Modelo constitutivo del acero

Para el caso del acero, se utilizó el modelo constitutivo propuesto por Park *et al.*, [21] (figura 5). Este modelo considera el endurecimiento por deformación (comportamiento inelástico) en la zona definida por el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$, donde ϵ_{su} es la deformación última, y ϵ_{sh} es la deformación donde se inicia el endurecimiento del material.

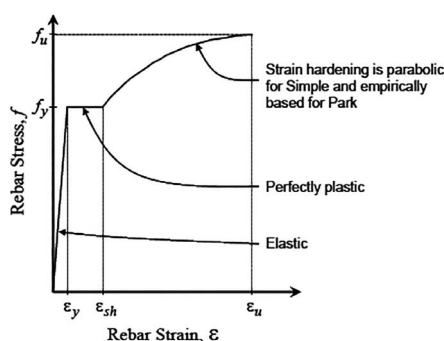


Figura 5. Curva paramétrica esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo. Fuente: [22].

3.

MUROS MODELIZADOS

En la tabla 2 se resumen las principales propiedades de algunos de los muros seleccionados para la calibración del modelo. Posteriormente se describen las condiciones bajo las cuales se realizaron los ensayos de cada uno de los muros.

3.1. Muro M1R10

Este muro fue ensayado por [23] en la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, de la Universidad del Valle. El refuerzo de este muro se dispone en una sola capa concentrada en la mitad de la sección, (figura 6). El tipo de refuerzo vertical en el alma es malla electrosoldada (MES). Durante el ensayo se sometió a un protocolo de desplazamientos horizontales cíclicos con fases de 3.6, 6.0, 8.4, 12, 18, 24, 36, 48 y 60 mm de amplitud, cada una conformada por dos ciclos.

3.2. Muros R1 Y R2

Los muros R1 y R2 formaron parte de la campaña experimental desarrollada por [24] en los laboratorios de Portland Cement Association. En estos ensayos se evaluó la capacidad de 16 muros, variando su geometría, la cuantía de refuerzo y el nivel de carga axial. Los muros fueron sometidos a un protocolo de desplazamientos horizontales con fases de 2.5, 5.8, 12.8, 26.0, 50.9, 102.0 y 128.0 mm de amplitud, con tres ciclos por cada fase (figura 7).

3.4. Muro RW2

El muro RW2 fue ensayado por [26]. En esta campaña experimental se estudió la respuesta inelástica ante cargas horizontales cíclicas de muros con sección rectangular y con forma de T. Este espécimen en particular fue sometido a una carga axial de $0.07f'_c A_g$ y a un historial de desplazamiento cíclico lateral de 2 ciclos por cada fase, con niveles de desplazamiento de 3.65, 9.14, 18.3, 27.4, 36.6, 54.8, 73.16 y 91.4 mm, (figura 8).

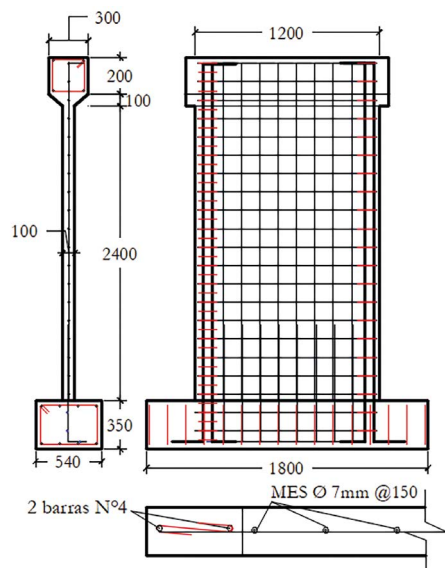


Figura 6. M1R10, [23].

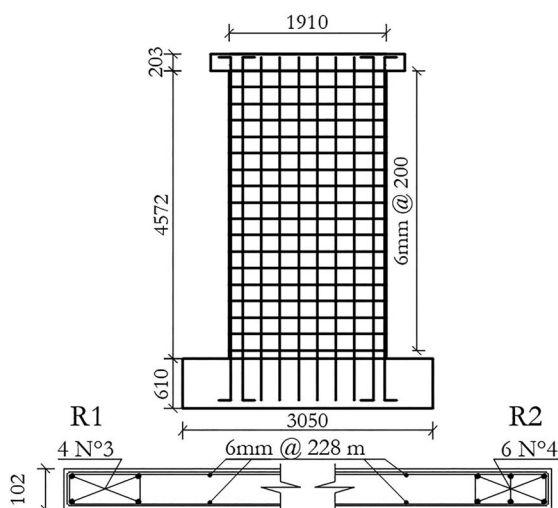


Figura 7. R1 y R2, [24].

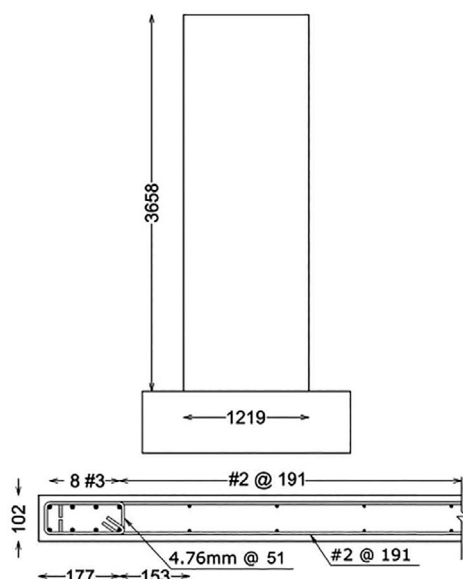


Figura 8. RW2, [26].

3.3. Muro MQE257EP

Recientemente, [25] desarrolló un estudio experimental de siete muros de CR de uso común en Perú. El muro MQE257EP representa en buena medida los resultados generales de esta investigación. Este muro presenta una sección transversal rectangular de 80 mm de espesor y su refuerzo principal consistió en una sola capa de refuerzo tipo MES, (figura 9). El protocolo de desplazamientos horizontales fue aplicado en fases de dos ciclos, con niveles de desplazamiento de 0.75, 1.5, 3, 6, 12 y 24 mm.

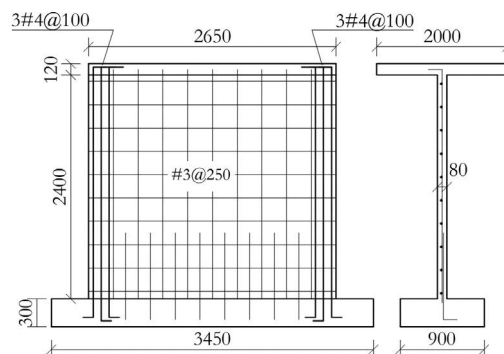


Figura 9. MQE257EP, [25].

4.

CONDICIONES DEL ANÁLISIS NUMÉRICO

Las propiedades no lineales de los materiales se definieron según los reportes de cada ensayo experimental, y utilizando los modelos anteriormente descritos. Para todos los modelos se definió el protocolo de carga cíclico correspondiente, mediante un caso de carga tipo “direct-integration time-history analysis” con una solución basada en el método de “Hilber-Hughes-Taylor alpha” disponible en ETABS. El control de la solución se realizó habilitando la opción “Event-to-Event Stepping”, en los parámetros no lineales de la solución, esto redujo el consumo computacional y proporcionó mejores resultados que el uso de iteraciones.

5.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Respuesta histerética de los muros

Mediante el análisis “time-history” de cada muro modelizado, se obtuvo la respuesta global en términos de la resistencia lateral y el desplazamiento en la parte superior de los muros. A continuación, en la figura 10, se muestran estos resultados superponiendo la respuesta experimental y la numérica obtenida del modelo Shell Layered.

5.2. Capacidad de carga lateral y desplazamiento

La resistencia a carga lateral máxima (v_{max}), el desplazamiento asociado a dicha resistencia (δ_{max}) y el desplazamiento último

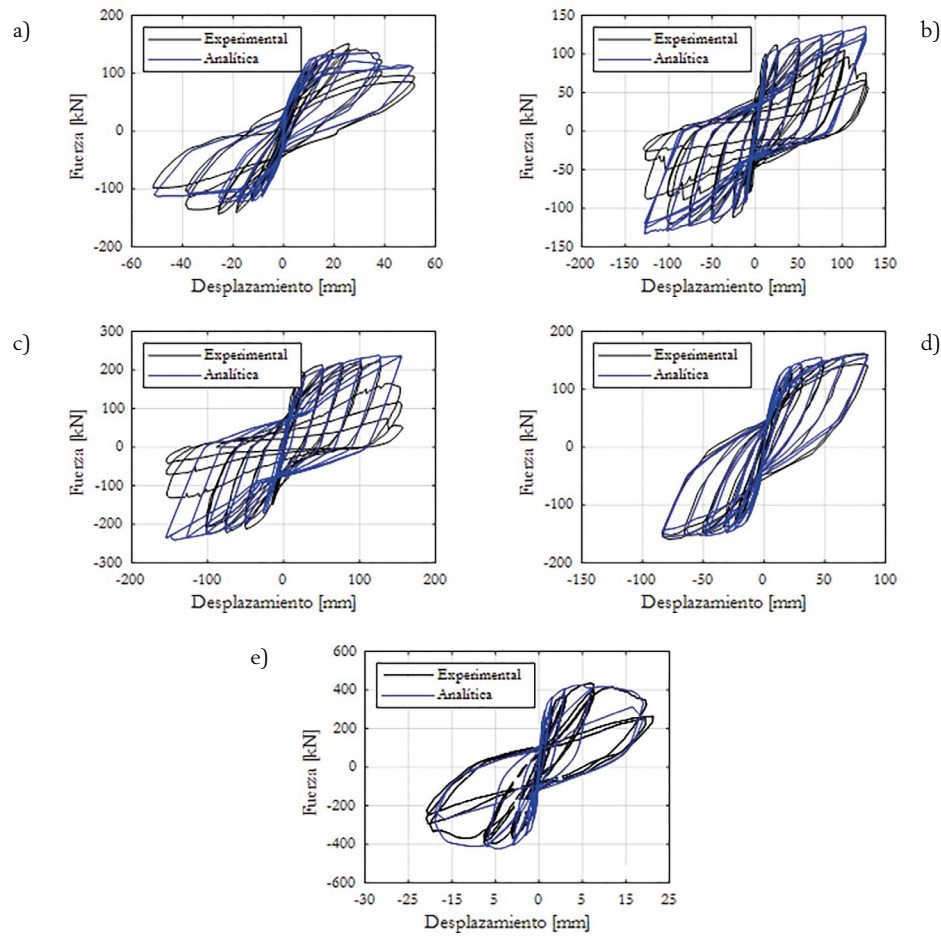


Figura 10. Comparación de la curva de histéresis experimental versus la numérica:
a) Muro M1R10, b) Muro R1, c) Muro R2, d) Muro RW2 y e) Muro MQE257EP.

(δ_u), son tres de los parámetros más significativos en la respuesta experimental de un muro de CR. De la curva de histéresis obtenida en la simulación de cada muro se extrajeron los resultados de estos parámetros, y se compararon con los resultados experimentales (tabla 3).

Para el muro M1R10, el modelo determinó adecuadamente los desplazamientos, con un margen de error aceptable en la estimación de la capacidad máxima de carga lateral. Respecto a los muros R1 y R2, el modelo fue capaz de capturar apropiadamente la respuesta hasta un nivel de deriva de 2.2% y 2.76%, respectivamente, instantes en los cuales la capacidad de carga lateral fue máxima. En ambos muros no fue posible capturar con precisión

los últimos ciclos de la respuesta histerética. Adicionalmente, el muro R2 presentó falla por inestabilidad fuera del plano [24], condición que no fue posible representar con el modelo.

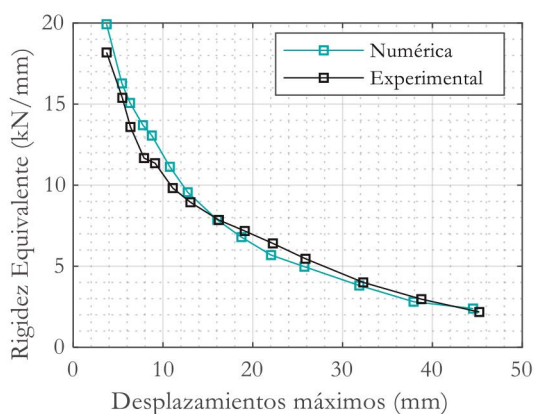
Para el muro RW2, el modelo numérico capturó bien los desplazamientos, capacidad de carga lateral y las propiedades histeréticas, sin embargo, se sobreestimó la rigidez inicial. En la respuesta numérica del muro MQE257EP se estimó correctamente la carga lateral máxima y los desplazamientos, pero se sobreestimó en cierto grado la rigidez inicial y la energía disipada.

Respecto a los desplazamientos últimos, calculados en el instante donde la resistencia a carga lateral se reduce un 80% de la capacidad máxima, el modelo arrojó buenos resultados

TABLA 3.

Estimación numérica y resultados experimentales de la capacidad de carga lateral y desplazamiento.

Muro	$V_{\max}$ exp. (kN)	$V_{\max}$ num. (kN)	Error $V_{\max}$ (%)	$\delta_{\max}$ exp. (mm)	$\delta_{\max}$ num. (mm)	Error $\delta_{\max}$ (%)	δ_u exp (mm)	δ_u exp (mm)	Error δ_u (%)
M1R10	151.7	134.4	11.4	25.81	25.51	1.2	38.74	37.8	2.4
R1	119.2	129.3	8.5	99.84	101.8	2.0	107.3	127.8	19.1
R2	222.3	238.2	7.2	126.2	125.5	0.6	125.1	155	24
RW2	160.3	160.8	0.3	85.46	82.7	3.2	85.46	83.79	2
MQE257EP	436	426	2.3	11.6	10	13.8	24.36	23.67	2.8



a)

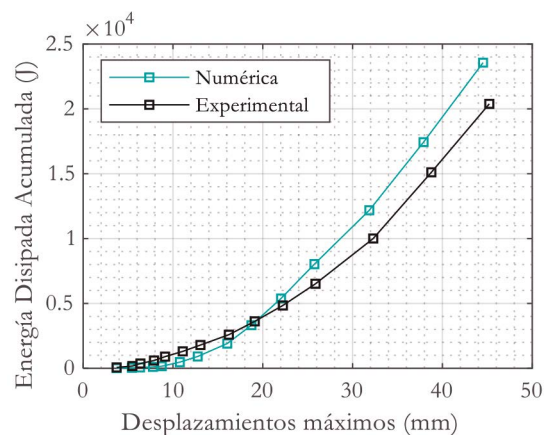


Figura 11. Rigidez lateral y energía disipada acumulada, numérica versus experimental. a) Muro M1R10.

para los muros M1R10, MQE257EP y RW2. Para los muros R1 y R2, los errores porcentuales reflejan la dificultad que se tuvo para representar la respuesta en los últimos ciclos.

5.3. Evaluación de la energía disipada y degradación de la rigidez.

Otro aspecto importante en la simulación numérica es poder capturar parámetros que se correlacionen bien con el daño en los elementos estructurales. Para este modelo se comparó la respuesta en términos de la capacidad de disipación de energía y la degradación de la rigidez. En la figura 11 se muestra la comparación entre los resultados numéricos y experimentales de estas propiedades en función de los desplazamientos máximos de cada ciclo de carga.

En la tabla 4, se muestra la correlación de los resultados de la figura 11 mediante el índice de correlación de Pearson. El cual indica, en un rango entre 0 y 1, siendo 1 el máximo grado de correlación, la similitud entre los valores numéricos y experimentales. Las correlaciones de los muros R1 y R2 son las más bajas, sin embargo, los resultados se consideran aceptables.

TABLA 4.
Índice de correlación Pearson.

Muro	Rigidez equivalente	Energía disipada acumulada
M1R10	0.9939	0.9978
R1	0.9812	0.9955
R2	0.9415	0.9946
RW2	0.9903	0.9990
MQE257EP	-	-

Conclusiones

En general, se obtuvo una buena correlación entre la respuesta experimental y numérica de los muros. La capacidad de carga lateral, el desplazamiento, la degradación de la rigidez, y la capacidad de disipación de energía fueron capturadas de manera apropiada con la simulación numérica.

El modelo numérico Shell Layered permite simular el comportamiento sísmico de un muro de CR de forma práctica, con bajo costo computacional y con una aceptable aproximación.

La variación de los parámetros del modelo histerético, y del comportamiento no lineal de los materiales tiene un efecto importante en el estrangulamiento de los ciclos, en la degradación de la rigidez, y en la respuesta global, por lo que es clave una correcta definición de estos.

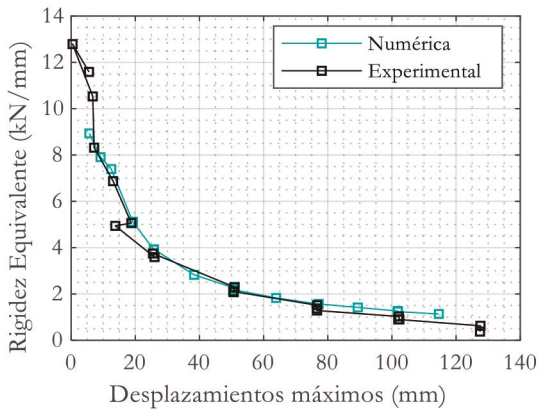
El modelo numérico no reprodujo de forma adecuada el mecanismo de falla por pandeo fuera del plano. No obstante, su versatilidad permite profundizar en la definición de propiedades para considerar este mecanismo.

Agradecimientos

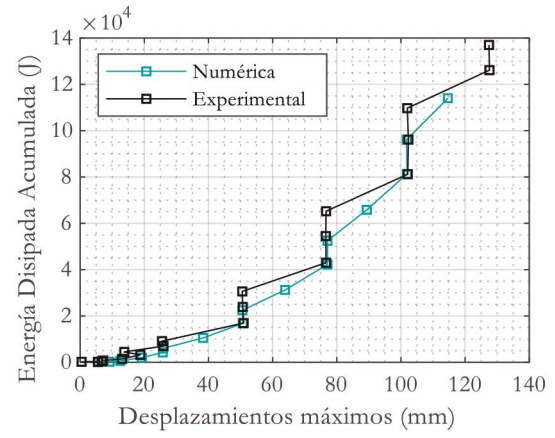
Los autores desean expresar su agradecimiento a la Universidad del Valle y al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación (Colciencias), entidades que financian el proyecto No. 110674558634, CT 015-2017.

Referencias

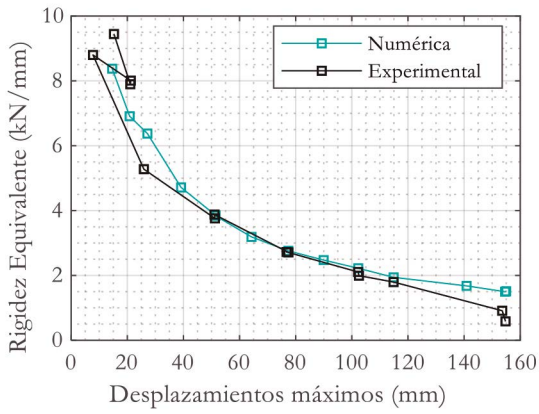
- [1] A. Jalali, F. Dashti, Nonlinear behavior of reinforced concrete shear walls using macroscopic and microscopic models, *Eng. Struct.* 32 (2010) 2959–2968.
- [2] F. Dashti, R.P. Dhakal, S. Pampanin, Validation of a Numerical Model for Prediction of Out-of-Plane Instability in Ductile Structural Walls under Concentric In-Plane Cyclic Loading, *J. Struct. Eng. (United States)*. 144 (2018) 1–22.
- [3] P. Sengupta, B. Li, Hysteresis behavior of reinforced concrete walls, *J. Struct. Eng. (United States)*. 140 (2014) 1–18.
- [4] T.A. Tran, Experimental and Analytical Studies of Moderate Aspect Ratio Reinforced Concrete Structural Walls, University of California, 2012.
- [5] K. Kolozvari, K. Orakcal, J.W. Wallace, Shear-flexure interaction modeling for reinforced concrete structural walls and columns under reversed cyclic loading. PEER Report 2015/12, Pacific Earthq. Eng. Res. Cent. (2015) 143.
- [6] K. Orakcal, J.W. Wallace, Flexural modeling of reinforced concrete walls - Experimental verification, *ACI Struct. J.* 103 (2006) 196–206.
- [7] J.M. Vallenás, V.V. Bertero, E.P. Popov, Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls, *NASA STI/Recon Tech. Rep. N.* 80 (1979) 27533.
- [8] G.G. Deierlein, A.M. Reinhorn, M.R. Willford, Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, *NEHRP Seism. Des. Tech. Br. No. 4.* (2010) 1–32.
- [9] F. Dashti, R.P. Dhakal, S. Pampanin, Numerical Modeling of Rectangular Reinforced Concrete Structural Walls, *J. Struct. Eng. (United States)*. 143 (2017) 1–14.



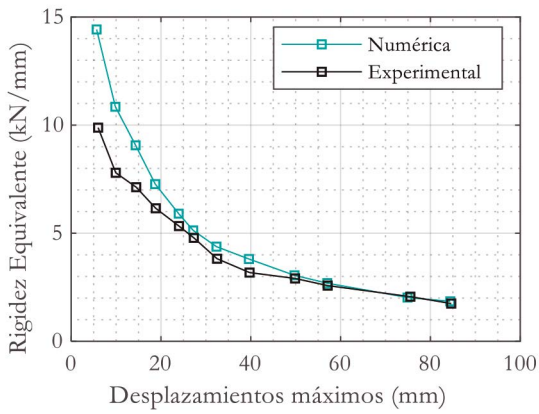
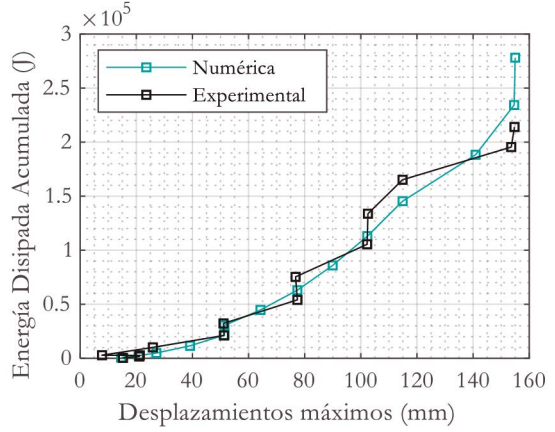
b)



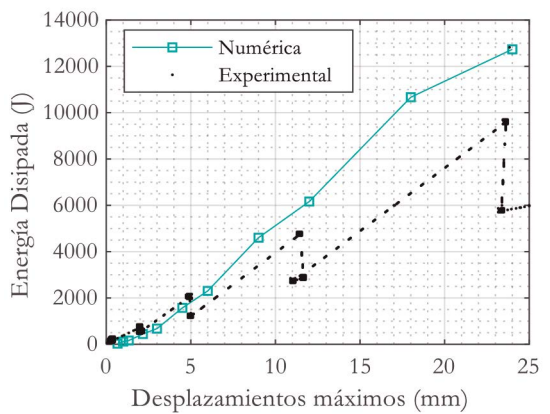
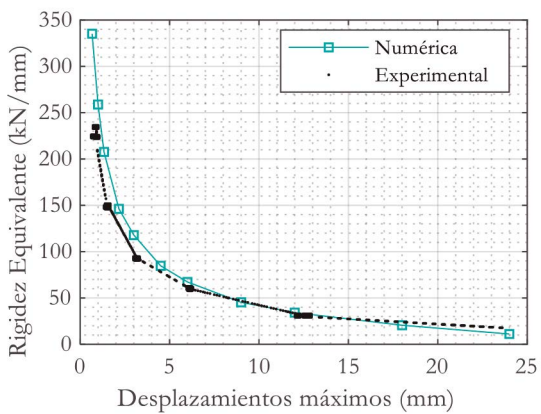
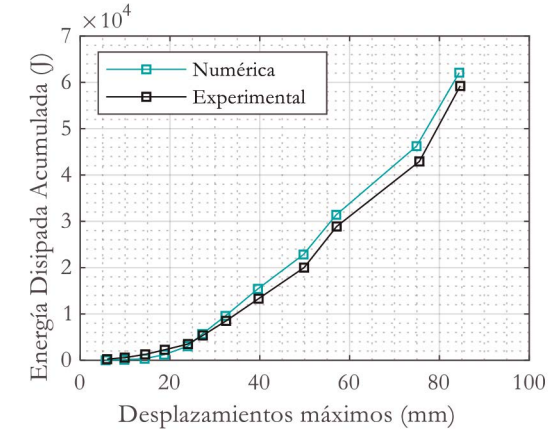
c)



d)



e)



Continuación figura 11. Rigidez lateral y energía disipada acumulada, numérica versus experimental.
b) Muro R1, c) Muro R2, d) Muro RW2, e) Muro MQE257EP.

- [10] S. Otani, T. Kabeya, Sawa, H. Shiohara, H. Aoyama, Analysis of the Full Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structure, Spec. Publ. 84 (1984) 203–239.
- [11] Kolozvari, Kristijan, Analytical Modeling of Cyclic Shear - Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls, University of California, 2013.
- [12] V. Colotti, Shear behavior of RC structural walls, 119 (1993) 728–746.
- [13] M. Fragiadakis, M. Papadrakakis, Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures: Computational issues, Int. J. Comput. Methods. 5 (2008) 483–511.
- [14] P. Martinelli, F. Filippou, Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building, Earthq. Eng. Struct. Dyn. 38 (2009) 587–607.
- [15] I. Computer & Structures (CSI), CSI Analysis Reference Manual, in: Comput. Struct., 2017.
- [16] L. Xie, X. Lu, X. Lu, Y. Huang, L. Ye, Multi-Layer Shell Element for Shear Walls in OpenSees, Comput. Civ. Build. Eng. (2014) 955–1865.
- [17] R. Dowell, F. Seible, E. Wilson, Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members, ACI Struct. J. 95 (1998).
- [18] C.A. Martínez, C.O. Bay, G. Palazzo, M. Guzmán, Diseño de Sistemas de Disipación Pasiva de Energía para Rehabilitar Construcciones Antiguas en Zonas Sísmicas Validado Mediante Análisis Dinámico No Lineal, Mecánica Comput. 34 (2016) 583–599.
- [19] A. Sharma, R. Eligehausen, G.R. Reddy, Pivot hysteresis model parameters for reinforced concrete columns, joints, and structures, ACI Struct. J. 110 (2013) 217–227.
- [20] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Theoretical Stress-Strain model for confined concrete, J. Struct. Eng. 114 (1989) 1804–1826.
- [21] R. Park, T. Paulay, Reinforced Concrete Structures, Christchurch, New Zealand, 1975.
- [22] I. Computer & Structures (CSI), Technical Note - Material Stress-Strain Curves, 2008.
- [23] R. Ortega, Evaluación experimental del desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado sometidos cargas cíclicas, Universidad del Valle, 2018.
- [24] R. Oesterle, A. Fiorato, L. Johal, J. Carpenter, Earthquake Resistant Structural Walls- Tests of Isolated Walls, Washington, D. C., 1976.
- [25] L.G. Quiroz, Y. Maruyama, C. Zavala, Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation, Eng. Struct. 52 (2013) 153–167.
- [26] J.H. Thomsen IV, J.W. Wallace, Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections, Nsf. (1995) 1–375.

Construcción de vanos de 90 m con cimbra autolanzable – un caso práctico

Construction of 90 m Span Bridge Decks With Movable Scaffolding Systems – a Practical Case

Pedro Pacheco^a, Diogo Carvalho^b, Hugo Coelho^b, Pedro Borges^b

^a Prof. Dr. Facultad de Ingeniería de la Universidad de Porto, CEO BERD S.A.

^b Ingeniero de Estructuras, BERD S.A.

Recibido el 28 de enero de 2020; revisado el 10 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

Hasta la década pasada, la generalidad de los puentes con longitud de vano comprendida entre los 75 y 94 m se construía esencialmente con tablero metálico; por voladizos sucesivos (dovelas prefabricadas o hormigonadas in situ) o alternativamente mediante izaje del tablero de concreto integralmente prefabricado. En la década pasada, culminando un trabajo multidisciplinar de investigación y desarrollo, se empleó por la primera vez una cimbra autolanzable en la construcción de un puente con múltiples vanos de 90m. En este artículo se presenta este proyecto pionero, incluyendo una descripción concisa del proceso constructivo y su influencia en el diseño del puente.

PALABRAS CLAVE: Construcción de puentes, cimbra autolanzable, grandes luces.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Until the last decade, most bridges with spans ranging from 75 to 94 m were mainly erected with steel decks, by free cantilever method (precast or in-situ) or by precast full-segment elevation method. In several countries worldwide, steel decks were and are still systematically adopted. In the past decade, in the sequence of a long-term R&D multidisciplinary project, a Movable Scaffolding System was applied for the first time for construction of a multi-span viaduct with 90m long spans. This paper describes this pioneer project, focusing the bridge construction method and its impact in the overall bridge design.

KEYWORDS: Bridge construction, movable scaffolding system, large spans.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: pedro.pacheco@berd.eu (Pedro Pacheco)

Cómo citar este artículo: Pacheco, P., Carvalho, D., Coelho, H. & Borges, P. (2025). Construcción de vanos de 90 m con cimbra autolanzable. *Hormigón y Acero*. 76(305):139-146. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2996>

1. INTRODUCCIÓN

La optimización del dimensionamiento de los tableros de puentes y viaductos presupone la elección de un método constructivo adecuado y la integración del proceso constructivo en la concepción y dimensionamiento del puente. Hasta la década pasada, la generalidad de los puentes con longitud de vano comprendida entre los 75 y los 94 m se construía esencialmente con tablero metálico; por voladizos sucesivos (dovelas prefabricadas o hormigonadas in situ) o alternativamente mediante izaje del tablero de concreto integralmente prefabricado.

En algunas publicaciones anteriores [1], se concluyó que la construcción de tableros de puentes con hormigonado in

situ de vanos completos (vano a vano) es una metodología constructiva que permite una reducción muy expresiva de los momentos flectores en fase constructiva (en comparación con la metodología alternativa de construcción por voladizos sucesivos). Adicionalmente, se enumeran otras ventajas de la construcción vano a vano como sean la simplificación del proceso de control geométrico y la disminución de la relevancia de los efectos de la fluencia, entre otros.

Hasta el 2013, el estado de arte de este método constructivo estaba limitado a vanos máximos de 78m o incluso menos [2]. Uno de los aspectos críticos que había que superar para

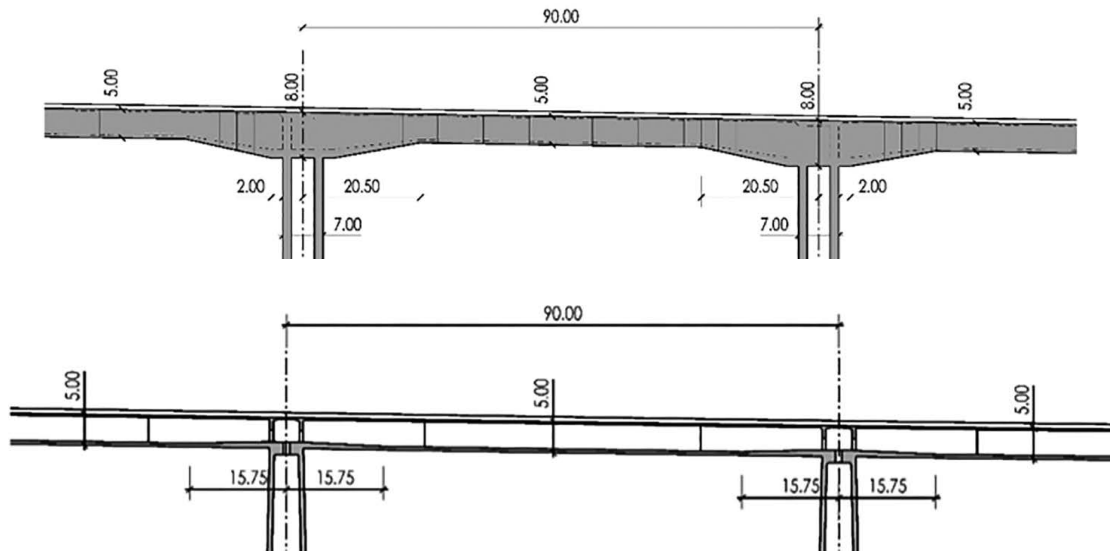


Figura 2. Alzado de un vano tipo de 90m – solución original de voladizos (en cima); alternativa vano a vano (abajo).

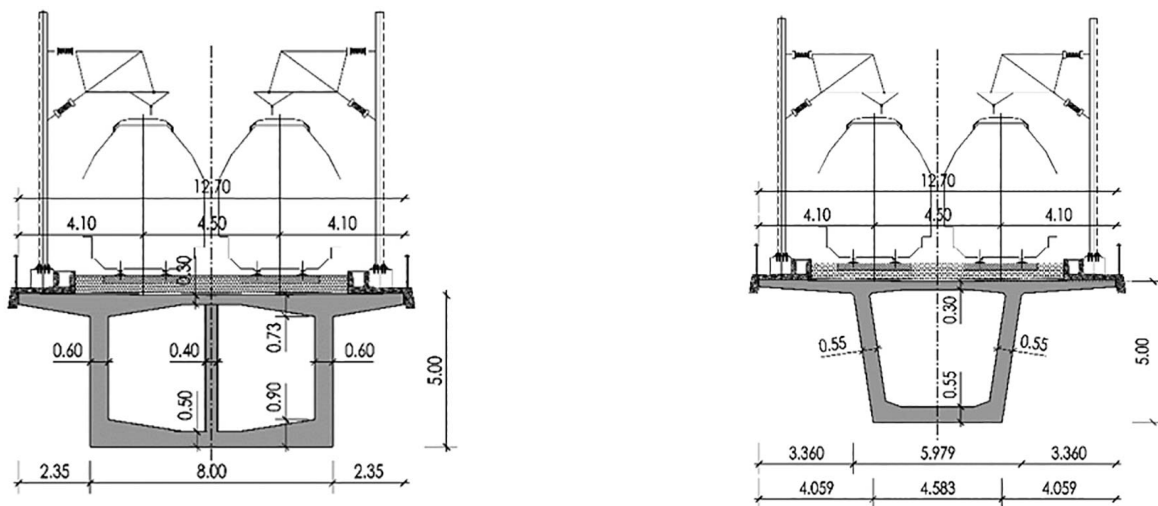


Figura 3. Sección transversal en medio vano– solución original (izquierda); solución alternativa (derecha).

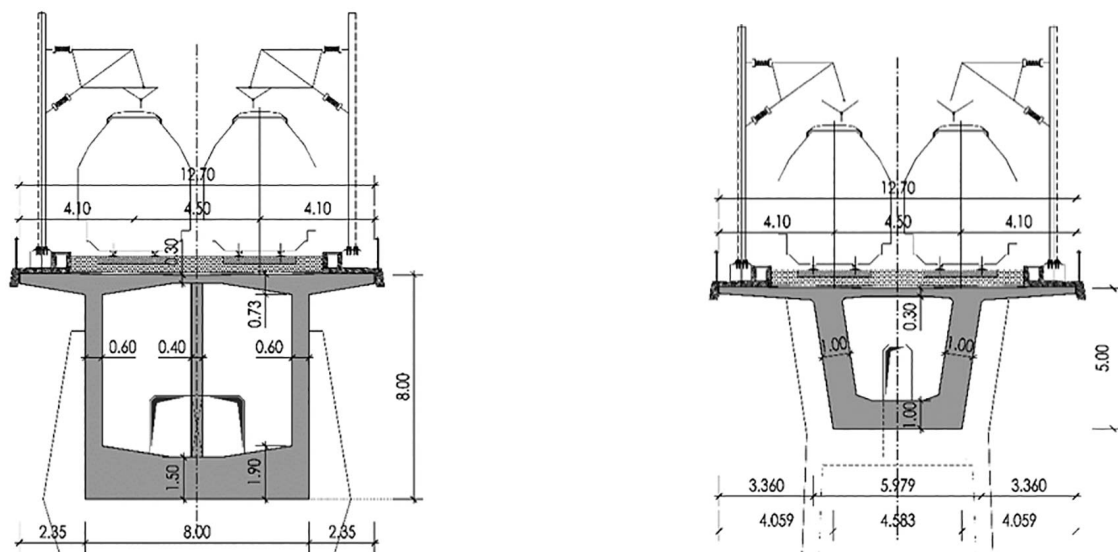


Figura 4. Sección transversal sobre la pila - solución original (izquierda); solución alternativa (derecha).

del tablero [10]. Los estudios seguidamente presentados no constituyen los elementos oficiales utilizados en la construcción, pero sí los elementos del estudio previo incluidos en el proceso concursal y que estuvieron en la base de la elección del proceso constructivo.

La sección de tablero alternativa ha sido diseñada estableciendo su altura en 5.0 m (lo que corresponde a L/18, siendo L la luz máxima). En las figuras 2 y 4 es posible observar la significativa reducción de altura del tablero en sección de pila, en comparación con el proyecto original (5.0 m versus 8.0 m).

TABLA 1.
Disposición de vanos (V7, V9, V10 y V15).

Viaducto	Vanos	Equipo
V7	6x42m	M55-S
	2x(49.5m+3x90m+49.5m)	M1-90-S
	18x45m	M55-S
V9	15x45m	M55-S
	2x(49.5m+3x90m+49.5m)	M1-90-S
	8x45m	M55-S
	50m	M55-S
V10	(46.5m+4x90m+49.5m)+ (49.5m+5x90m+49.5m)+ (49.5m+4x90m+49.5m)+ (40m+37m)	M1-90-S
V15	(3x40m)+ (49.5m+4x90m+49.5m)+ 2x(49.5m+3x90m+49.5m)+ (3x40m)	M1-90-S

En la sección de medio vano – ver figura 3 – la altura del tablero es la misma en las 2 soluciones, pero en la sección de pila – ver figura 4 – más que la reducción de altura, en la solución

alternativa se puede observar una reducción de área muy significativa. En la solución alternativa, la sección ha sido diseñada con 2 almas (versus 3 almas de la solución original).

En seguida se enumeran los factores con mayor contribución para la reducción de gastos con material de la solución alternativa con respecto a la solución original:

- Factor 1 – Es un dato documentado que las tensiones producidas en el proceso constructivo de un tablero construido por voladizos pueden superar significativamente las tensiones del mismo en la fase de servicio [12]. Este factor indicia una oportunidad para reducción de materiales simplemente con el cambio de método constructivo [1].
- Factor 2 – Relacionado con el Factor 1, es expectable una reducción del volumen de hormigón en los diafragmas y los blisters (sobre todo debido a la reducción del número de anclajes de pretensado y debido a la reducción de altura de la sección sobre pila).
- Factor 3 – Los factores 1 y 2 son referentes a la reducción del volumen de hormigón de la sección transversal. No obstante, pueden tener un impacto muy importante en los gastos de materiales de pilas y cimentaciones. La reducción de la masa del tablero tiene como consecuencia directa la reducción de la acción sísmica sobre pilas y cimentaciones.
- Factor 4 – Los factores 1, 2 y 3 contribuyen para la reducción de la rigidez de las pilas y cimentaciones y, dependiendo de la reducción de masa, contribuyen tendencialmente para la reducción de la frecuencia de los modos de vibración horizontales (transversal y longitudinal) – lo que potencia una disminución aún más significativa de la acción sísmica.

Cumplido el estudio previo de la solución alternativa, la previsión de ahorro de materiales en los viaductos – superior al 35% – ha sido presentada a las partes interesadas que han decidido tomar la decisión de alterar el método constructivo – los viaductos V7, V9, V10 y V15 serían construidos con cimbra autolanzable.

TABLA 2.
Optimización del consumo de materiales – Línea HSR Ankara – Sivas – viaductos V7, V9, V10 y V15 [13]

Elemento Estructural	Solución original (voladizos)	Solución ejecutada (vano a vano)	Optimización
Cimentaciones			
Hormigón (macizos y pilotes)	332976 m ³	146546 m ³	56%
pilotes	34714 m ³	27915 m ³	20%
macizos	298262 m ³	118631 m ³	60%
Acero (macizos y pilotes)	48250 ton	25417 ton	47%
pilotes	8284 ton	5018 ton	39%
macizos	39966 ton	20939 ton	49%
Pilas			
Hormigón	126476 m ³	67857 m ³	46%
Acero	35115 ton	17637 ton	50%
Tablero			
Hormigón	117300 m ³	81474 m ³	29%
Acero	33076 ton	25202 ton	24%
Acero de pretensado	4617 ton	4288 ton	7%
Optimización global ponderada [13]			39%



Figura 5. Modelo reducido utilizado en los testes en túnel de viento.

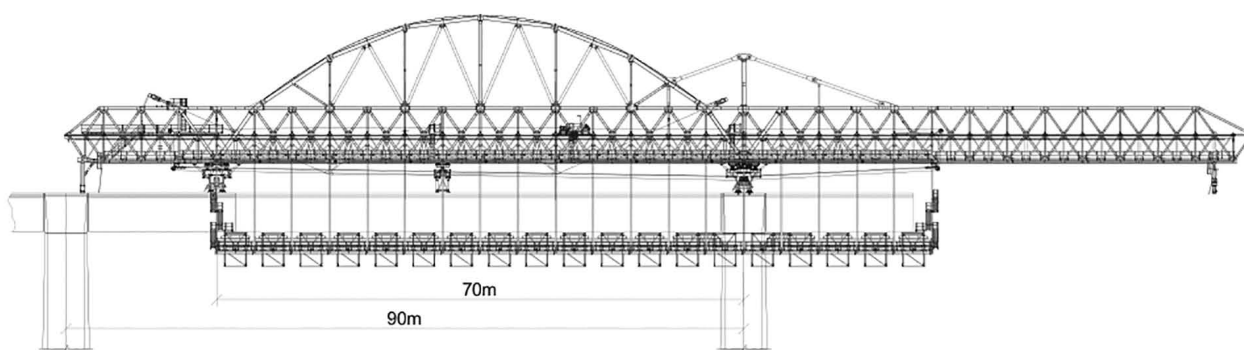


Figura 6. Alzado de la cimbra autolanzable M1-90-S.

3. LA CIMBRA AUTOLANZABLE M1-90-S

3.1. Desafíos del proyecto

El diseño del M1-90-S ha sido pautado por algunos desafíos técnicos. Se enumeran en seguida algunos de los más relevantes:

- Efecto de escala. Necesidad de identificación de fenómenos de escala que pudiesen justificar un abordaje diferenciado en el análisis estructural.
- Limitación de peso del equipo. Para garantizar que el equipo no sería condicionante para el dimensionamiento del tablero, se impuso como límite un peso máximo desplazable de 1500 toneladas.
- Deflexión máxima. Se definió un límite de $L/2000$ para la deformación de la viga principal de la autocimbra. Planteando-se una construcción en 2 fases del tablero, este requisito de rigidez salvaguardaba el efecto colaborante del tablero de primera fase durante el hormigonado de la segunda fase.
- Rendimiento del equipo. Se definió como objetivo un ciclo de trabajo de 14 días [45m/semana] de manera a superar el rendimiento de 4 pares de carros de avance [30m/semana], considerando que cada carro de avance produciría un segmento de 3.8 m por semana (datos del constructor encuadrados con la práctica local).
- Estabilidad del equipo constructivo en frente a acciones horizontales. El área expuesta a la acción del viento, la sismicidad de la zona y el tiempo de movilización del equipo recomendaba un estudio detallado de las fuerzas horizontales y una concepción criteriosa de los apoyos del equipo. Los coeficientes de fuerza para la celosía y para el encofrado han sido determinados en un primer momento mediante aplicación de las normativas vigentes de referencia (EN1991-1-4, IAP-11) con las debidas adaptaciones. En una fase posterior, se hizo una validación de los coeficientes de fuerza mediante análisis con un modelo CFD, complementado por ensayos en túnel de viento (Figura 5).

3.1. Descripción de la solución

El M1-90-S es una cimbra autolanzable concebida específicamente para el hormigonado in situ de tableros de puentes y viaductos de gran vano (90 m). La estructura principal del M1-90-S es una celosía de acero de altura variable, con un cordón superior arqueado (tipo bow-string) cuyas deformaciones son controladas activamente por el sistema OPS en fase de hormigonado (ver figura 6). El hormigonado de la sección transversal se divide en 2 fases: en la primera fase se hormigona la losa inferior y las almas de la sección transversal; en la segunda fase se hormigona la losa superior.

Tareas	Día 1	Día 2	Día 3		Día 4	Día 5	Día 6	Día 7	Día 8	Día 9	Día 10		Día 11	Día 12	Día 13	Día 14
			Día	Noche							Día	Noche				
Pretensado del tablero																
Abertura del Encofrado y Avance																
Cierre del Enfrado Exterior																
Colocación de acero (almas & losa inferior)																
Instalación de vainas y cables de pretensado																
Colocación del Encofrado Interior																
Hormigonado (primera fase)																
Desmontaje del Encofrado Interior																
Montaje del Encofrado de Losa Superior																
Colocación de acero de la losa superior																
Instalación de cables de pretensado																
Hormigonado (segunda fase)																
Cura del Hormigón																

Figura 7 Ciclo Tipo de la construcción de un vano de 90m.

En la figura 7 se representa el ciclo tipo idealizado.

Los componentes del M1-90-S son muy semejantes a los de una cimbra del mismo tipo de dimensiones medianas. En seguida se hace una caracterización muy sumaria de los componentes principales (Viga Principal, Estructuras Transversales, Pórticos de Apoyo).

Las Estructuras Transversales se suspenden de la Viga Principal e soportan los paneles de encofrado exterior.

En la fase de hormigonado de los vanos de 90m, la Viga Principal está apoyada adelante en el Pórtico de Pila (figura 8) – colocado sobre un “dovela cero” construida con la pila - y atrás en un Pórtico de Hormigonado Trasero que apoya directamente sobre el tablero previamente construido – la distancia longitudinal entre los 2 apoyos es de 70m. Para el hormigonado de los vanos menores o iguales a 49.5m se añade un tercer apoyo para reducir tensiones y deformaciones producidas en el tablero por el proceso constructivo. En esta fase, el encofrado está colgado de la Viga Principal por barras roscadas de alta resistencia.

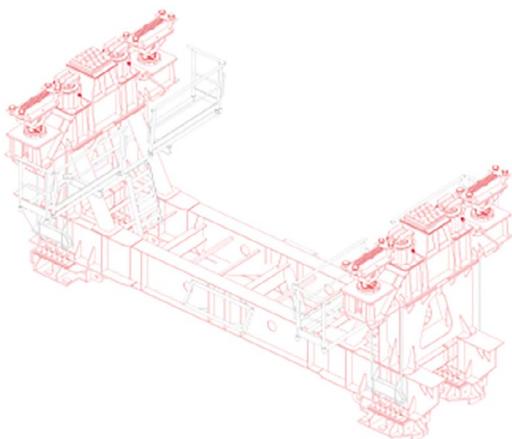


Figura 8. Representación 3D del Pórtico de Pila del M1-90-S.

Después de aplicado el pretensado en el tablero, se hace el movimiento de descenso de la cimbra autolanzable actuando gatos hidráulicos ubicados en los pórticos. Con el descenso, se descarga la Viga Principal del peso de hormigón del vano recién hecho.

Antes del avance, se desmontan las barras de suspensión del encofrado y se separan los paneles de encofrado con un movimiento de ripado transversal para garantizar que no ocurrirán colisiones con la pila durante el avance (ver figura 9).

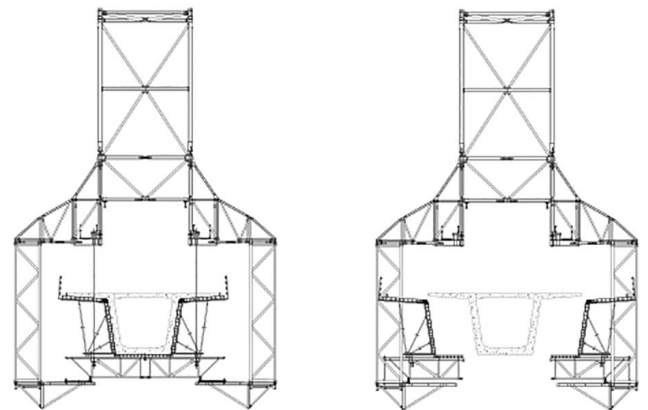


Figura 9. Sección transversal del M1-90-S: configuración de hormigonado (izquierda) y configuración de avance (derecha).

Para el avance de la cimbra, se añade un tercer apoyo – el Pórtico de Avance. Los 3 apoyos son movidos y relocalizados durante el avance de manera a limitar los esfuerzos en la cimbra autolanzable y las cargas transmitidas al tablero. Los Pórticos son elevados y trasladados con los medios propios de la cimbra autolanzable – en este aspecto, el M1-90-S es totalmente autónomo.

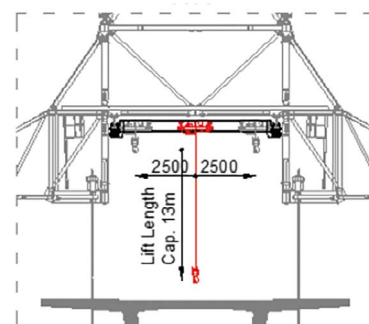


Figura 10. Representación de los puentes grúas del M1-90-S.

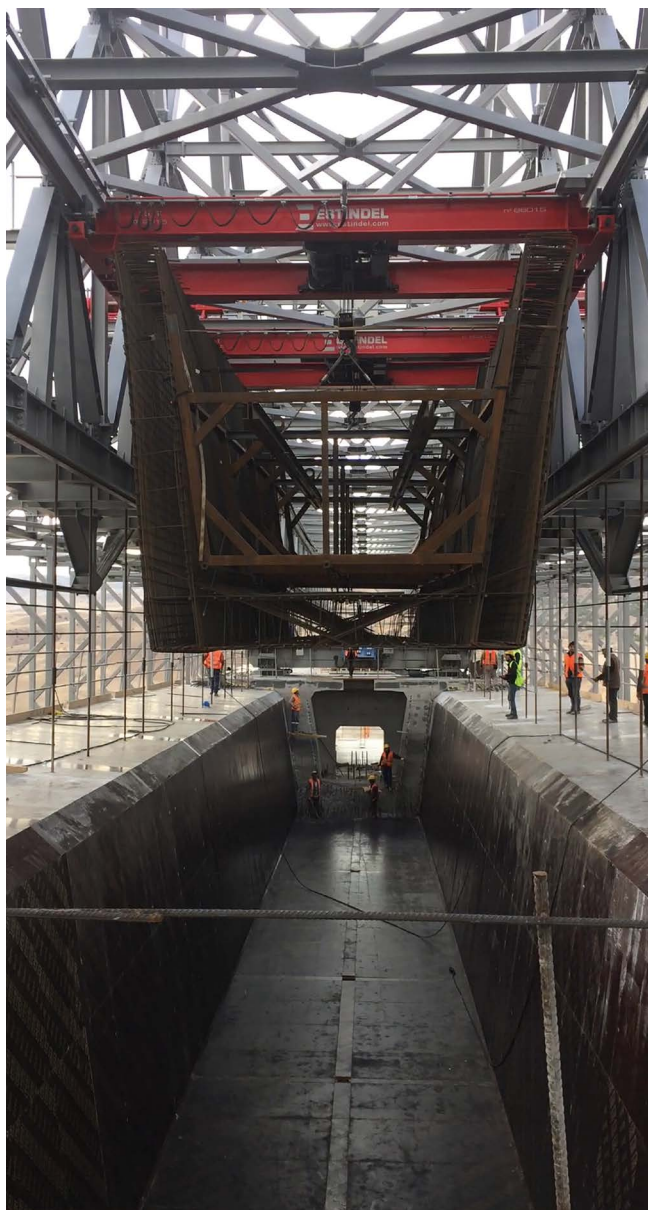


Figura 11. Transporte de un módulo de acero de refuerzo con los puentes grúas del M1-90-S.

Un aspecto particular con una gran influencia en la productividad es la integración de 2 puentes grúas (figuras 10 y 11).

Además de auxiliar en las operaciones de elevación y traslado de los pórticos, los puentes grúas con una capacidad de elevación conjunta de 30 toneladas permiten el montaje de módulos de acero de refuerzo prefabricados de gran dimensión (hasta 12 m de longitud), lo que permite una gran industrialización del proceso. Con efecto, más del 80% del acero de refuerzo ha sido pre- montado en el parque.

4. DATOS Y FACTOS

En las tablas siguientes se hace un resumen de los números y características más relevantes de este caso práctico. En la [tabla](#)

2 se presenta el consumo final de materiales en los 4 viaductos y se hace una comparación con la solución inicialmente prevista [13]. A su vez, en la [tabla 3](#) se hace un resumen de las características técnicas más relevantes de la cimbra auto-lanzable M1-90-S. En la [figura 12](#) se presenta una imagen del M1-90-S en operación.

TABLA 3.
Características Técnicas del M1-90-S.

Variable	Caracterización
Tipo	Cimbra superior
Vano máximo	90 m
Capacidad (peso medio del tablero)	35 ton/m
Deformación de la viga en medio-vano (hormigonado)	28 mm
Máxima inclinación longitudinal	+/- 5%
Máxima inclinación transversal	+/- 4%
Radio mínimo en planta	2500 m
Velocidad de viento admisible en hormigonado (rajada)	60 km/h
Velocidad de viento admisible en avance (rajada)	60 km/h
Sistema de locomoción	Cabrestantes eléctricos (tipo <i>capstan</i>)
Sistema de ripado transversal	Gatos hidráulicos
Sistema de elevación	Gatos hidráulicos
Sistema de abertura del encofrado	Husillo mecánico (<i>leadscrew</i>)
Peso en avance ("masa" viajante)	1300 ton
Ciclo corriente	14 días
Mejor ciclo registrado	12 días

5. CONCLUSIONES

Cada método constructivo tiene sus méritos y su campo de aplicación preferencial. El objetivo de este artículo no es hacer una comparación entre métodos constructivos, pero si presentar y divulgar un caso práctico en el cual se ha incrementando el campo de aplicación de un método constructivo con ventajas muy significativas.

El caso presentado demuestra que, en determinadas circunstancias, el método constructivo de tableros de puentes con cimbra autolanzable puede ser una opción eficiente para puentes y viaductos con múltiples vanos de 90 m. Aun que el artículo no lo discuta, es posible que la luz máxima para esta metodología constructiva se pueda aproximar de los 100 m en un futuro próximo.

El factor es que, en el caso práctico presentado, el ahorro con gastos de materiales de los viaductos rondó los 39 % y el cambio del método constructivo ha sido el factor determinante para alcanzar este resultado.

Además del impacto en los materiales, el caso práctico demuestra que la metodología constructiva vano a vano es una alternativa segura y con un potencial de productividad considerable.



Figura 12. Imagen del M1-90-S en fase operación

Agradecimientos

Los autores desean enderezar un sincero agradecimiento a los proyectistas, constructor y contratista principal que participaron en el proyecto, en particular a STRENG, KMG, KAPPA, DOGUS y, en especial, a TCDD que ha tomado la decisión de avanzar con la alteración de proceso constructivo, contribuyendo de esa forma para un importante avance en el estado de arte de los métodos de construcción de puentes.

Los autores desean agradecer también a los consultores especializados que han dado un soporte esencial para este proyecto, nombradamente el Prof. Alp Caner y el Prof. Murat Dicleli, por parte de la compañía YUKSEL PROJE.

Referencias

- [1] M. Morim, Study on an In Situ Erected Prestressed Concrete Deck with 90m Span, master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008. (in Portuguese)
- [2] M. Rosignoli, Bridge Construction Equipment, ICE Publishing, London, United Kingdom, 2013.
- [3] P. Matt, Status of Segmental Bridge Construction in Europe, PCI Journal V.28 No.3 (1983) 104-125.
- [4] P. Misch, K. Stinlat, Spannbeton im Strassen-bruckenbau [Highway Concrete Deck], beton und Stahlbeton, V.77, 1978.
- [5] L. Majewski, Das Vorschubgerust fur die Ahrthalbrücke Der Bauingenieur [The Movable Scaffolding of the Ahr Valley Bridge], Springer-Verlag V.51 (1976) 25-28 (in German).
- [6] P. Pacheco, A. Fonseca, Organic Prestressing, ASCE Journal of Structural Engineering (March 2001) 400-405 (March 2001).
- [7] P. Pacheco, A. Guerra, P. Borges, H. Coelho, A scaffolding system strengthened with organic prestressing – the first of a new generation of structures, Structural Engineering International, Journal of IABSE 17(4) (2007) 314-321.
- [8] D. Konstantinidis, A. Maravas, Egnatia Motorway concrete bridges statistics, Proc. 31st ASECAP Study and Information Days, Portoroz, Slovenia, 2003.
- [9] P. Pacheco, H. Coelho, P. Borges, A. Guerra, Technical Challenges of Large Movable Scaffolding Systems, Structural Engineering International IABSE 21 (4) (2011) 450-455.
- [10] P. Pacheco, Multi-span Large Decks – the Organic Prestressing Impact, Proc. Multi-Span Large Bridges, CRC Press, Porto, 103-124, 2015.
- [11] A. Resende, H. Coelho, P. Pacheco, Preliminary assessment of wind actions in large span MSS, Proc. Multi-span Large Bridges, CRC Press, Porto, 655-662, 2015.
- [12] G. Lucko, J. Garca, Constructability Considerations for Balanced Cantilever Construction, ASCE Journal of Structural Design and Construction Vol. 8 Issue 1 (2003) 47.
- [13] P. Pacheco, P. Borges, H. Coelho H. (2018), Bridge engineering optimization opportunities through integrated solutions: design – constructive method, Proc. Istanbul Bridge Conference, Istanbul, 2018.

Acondicionamiento del puente de O'Donnell sobre la M-30 (Madrid, España)

O'Donnell Bridge Over M-30 Refurbishment (Madrid, Spain)

Luis Sopena Corvinos^a, Juan Jesús Álvarez Andrés^b, José Enrique Silvo González^c,
Noemí Corral Moraleda^d, Tomás Ripa Alonso^e

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero Estructural. gGravity Engineering. lsopenac@ggravityeng.com.

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Puentes y Estructuras de obra civil. gGravity Engineering. jjalvarez@ggravityeng.com.

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Obra. DRAGADOS S.A. jesilvog@dragados.com.

^d Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniera de proyectos. LRA Infraestructuras Consulting SL. noemicorral@lraingenieria.es.

^e Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Socio Director. LRA Infraestructuras Consulting SL. tomasripa@lraingenieria.es.

Recibido el 14 de junio de 2019; revisado el 18 de marzo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

Dentro del plan de mantenimiento de infraestructuras de Calle 30 se plantea el acondicionamiento del puente que resuelve el cruce de la prolongación de la calle O'Donnell (M-23) sobre la M-30, de 1970. La rehabilitación implicó actuaciones en estribos, pilas y tablero, donde fueron necesarias actuaciones más profundas a nivel estructural, entre las que destaca la instalación de nuevos pretiles, pues aplicando la nueva normativa de pretiles y barreras de seguridad, el nivel de contención necesario es H4b. Teniendo en cuenta los criterios de deflexión dinámica y anchura de trabajo, se optó por un pretil metálico anclado químicamente al tablero, previo refuerzo del mismo a base de un sistema de láminas de CFRP.

PALABRAS CLAVE: reparación, refuerzo, rehabilitación, hormigón, inyección de fisuras, CFRP.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Within Calle 30 infrastructure maintenance plan the refurbishment of the bridge over M-30 for O'Donnell street (M-23), from 1970. The intervention involved abutments, piers and deck, where more deep structural retrofit was necessary, highlighting the upgrade of the barriers, for which a H4b level of protection is required as per the new regulation applicable. Taking into account criteria such as dynamic deflection and working width, a steel barrier anchored chemically to the deck was selected, deck that was previously reinforced with a system of CFRP laminates.

KEYWORDS: retrofit, upgrade, rehabilitation, concrete, crack repair, CFRP.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: lsopenac@ggravityeng.com (Luis Sopena Corvinos)

Cómo citar este artículo: Sopena, L., Álvarez, J.J., Silvo, J.E., Corral, N., & Ripa, T. (2025). Acondicionamiento del puente de O'Donnell sobre la M-30 (Madrid, España). *Hormigón y Acero*. 76(305):147-154. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2749>

1.

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS NUEVOS ACCESOS

Dentro del plan de mantenimiento de infraestructuras de Calle 30, se plantea la rehabilitación del puente de O'Donnell, puente que resuelve el cruce de la prolongación de calle O'Donnell (M-23) sobre la M-30 a la altura del P.K.7+600 en ambos sentidos de circulación. La construcción de este puente data aproximadamente de 1970.

El paso superior, está constituido por dos tableros independientes separados aproximadamente 2.60 m entre sí. Los tableros son de hormigón pretensado, y las pilas y los

estribos son de hormigón armado. Todos los elementos de la estructura se construyeron in situ.

2.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La sección transversal de cada tablero, con una anchura total de 20.40 m, está constituida por dos losas aligeradas de hormigón pretensado en forma de artesa, con cantos variables entre



Figura 1. Vista de la calzada Norte antes de la intervención.

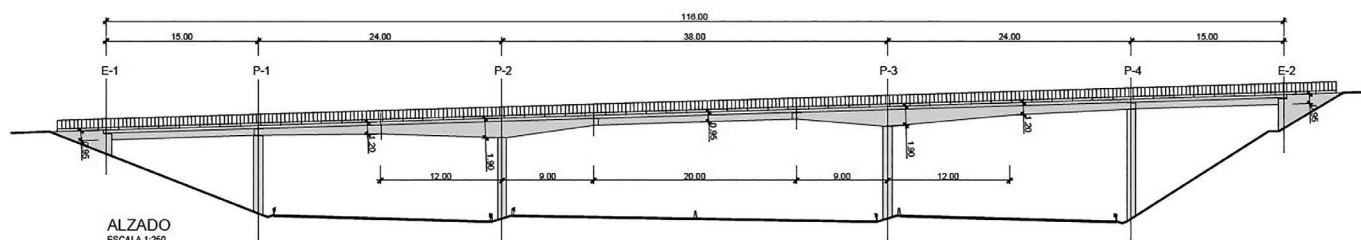


Figura 2. Alzado.

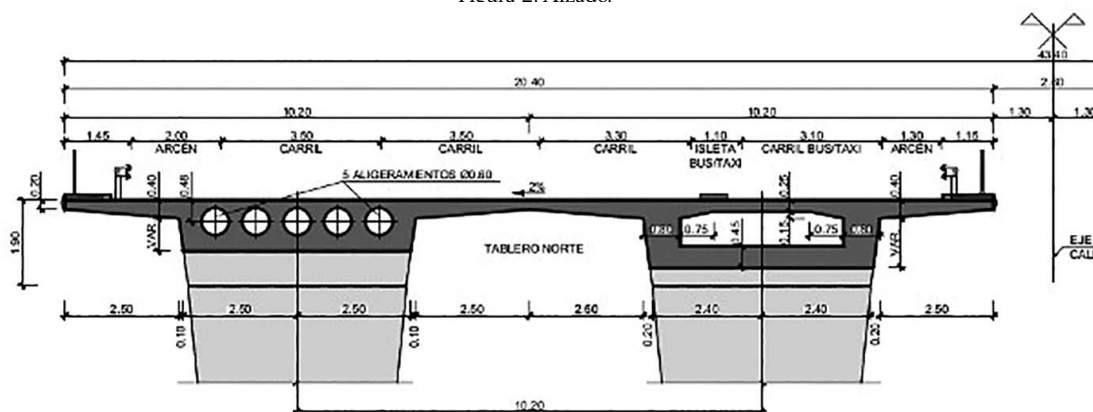


Figura 3. Sección transversal tablero Norte.

0.95 y 1.20 m, unidas mediante un voladizo central. Cada tablero presenta, además, voladizos laterales. En las zonas próximas a las pilas, la sección transversal es de doble artesa de canto variable desde 1.20 m hasta 1.90 m sobre el eje de las pilas.

Existen 4 dobles pilas de hormigón armado de sección rectangular, siendo variable su lado mayor y manteniendo constante su lado menor, materializándose así 4 líneas de apoyo intermedio, y que dan lugar a la sucesión de 5 vanos. Dichos vanos tienen 15.00+24.00+38.00+24.00+15.00 m de luz.

Alberga cuatro juntas transversales con uniones a media madera, dos sobre los ejes de pilas exteriores (P-1 y P-4), y dos en el vano central. Además existen las juntas estructurales

correspondientes que permiten la conexión del tablero con los estribos E-1 y E-2.

Las líneas de apoyo extremas de la estructura constan de estribos cerrados de hormigón armado, formados por un muro frontal común a ambos tableros y aletas en vuelta. Los apoyos en todos los casos son de neopreno zunchado, 8 por cada línea de apoyo y cada tablero.

En el caso de los apoyos a media madera, no ha sido posible realizar la inspección de los aparatos de apoyo, dada la inaccesibilidad de las medias maderas en su estado actual.

Además, existe actualmente una imposta metálica que remata los cuatro bordes de tablero existentes. En ellos, también está dispuesta una barandilla metálica de protección.

En sentido funcional, uno de los tableros presenta tres carriles de entrada a Madrid de aproximadamente 3.5 metros de anchura. Además existe un carril bus/taxi en el extremo sur de este tablero (norte) de unos 3,3m de anchura, separado del resto de los carriles por un bordillo de unos 60 cm. El otro tablero, presenta cuatro carriles de salida de Madrid de aproximadamente 3.5 metros de anchura y arcén tanto izquierdo como derecho de 2 m de anchura.

En los extremos de los dos tableros hay dispuesta una barandilla metálica y la imposta es de chapa metálica.

Entre la calzada y las aceras exteriores hay dispuesta una barrera metálica flexible tipo bionda, que lleva incorporado un sistema de protección para motoristas.

En la parte exterior de ambos tableros hay situados báculos de iluminación separados unos 17 metros entre sí. El anclaje de los báculos consiste en pernos pasantes a través del voladizo y chapa en base inferior del mismo.



Figura 4. Vista inferior previa a la rehabilitación.

3. REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La rehabilitación de la estructura implica actuaciones en estribos, pilas y tablero, la mayoría orientadas a reparaciones superficiales (desconchones,...), pero también fueron necesarias actuaciones más profundas a nivel estructural. A continuación se detallan las 3 principales actuaciones de rehabilitación llevadas a cabo:

3.1. Sustitución de apoyos de estribos.

Son 8 apoyos por cada tablero, de dimensiones 200 x 150 x 22 mm. El cálculo de los neoprenos necesarios según normativa actual da como resultado que las dimensiones de los existentes son adecuadas. Sin embargo, en una inspección previa se detectó que habían sufrido una fuerte y rápida degradación debido a varios factores:

- Filtraciones a través de las juntas de dilatación de los estribos, que han acelerado el proceso de deterioro de las mesetas de nivelación, cuñas superiores y el caucho de los apoyos.
- Escaso espesor y dimensiones de los aparatos de apoyo existentes.
- Los efectos provocados por la concentración de esfuerzos de aplastamiento transmitidos por las mesetas y cuñas de nivelación.

La ejecución contó con dos principales condicionantes:

- (1) Espacio limitado de trabajo entre la losa y el estribo llegando incluso a los 65 mm en ciertas localizaciones.



Figura 5. Detalle del reducido espacio disponible entre el estribo y el tablero en la zona de apoyos.

- (2) La fuerte intensidad de tráfico que soporta la M-23 y la necesidad de interferir lo menos posible en la circulación, dada la importancia de dicha vía.

La principal dificultad es el pequeño espacio disponible para alojar los gatos y poder trabajar bajo el tablero.

El procedimiento se llevó a cabo mediante gatos hidráulicos de 100 t y 60 t, 30 mm de carrera y dotados de rótula esférica, empleando el estribo como elemento de reacción. Los gatos se ubicaron a ambos lados de los apoyos y actuaron siempre dentro de la sección macizada de la losa evitando que las reacciones de los gatos hidráulicos actuaran bajo zonas con aligeramientos y siempre al menos a 10 cm de distancia del paramento vertical de los estribos.



Figura 6. Vista de estribo, gatos hidráulicos instalados para maniobra de sustitución de apoyos.

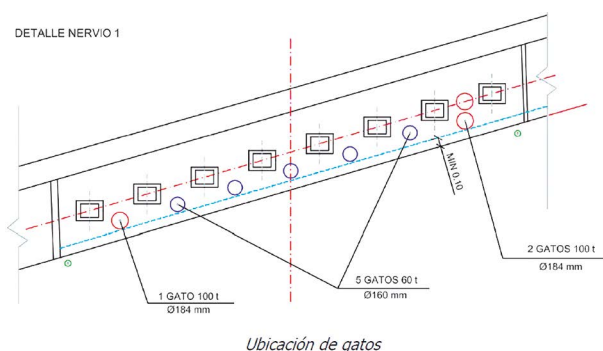


Figura 7. Planta de distribución prevista de los gatos hidráulicos para la maniobra de sustitución de apoyos.

Tras realizar un análisis estructural de deformaciones impuestas en la estructura con concomitancia de cargas de tráfico, se concluyó que los esfuerzos torsores generados en los voladizos interiores de los nervios eran muy elevados y muy sensibles a pequeñas variaciones milimétricas, en caso de izar la estructura nervio a nervio. Se decidió actuar, por tanto, sobre los dos nervios de manera conjunta gateando la estructura en maniobra de iso-desplazamiento.

Las carreras de gateo previstas eran de 5 mm, mínimo suficiente estimado como para apeaar la estructura y poder retirar los neoprenos y demoler las cuñas y mesetas de nivelación.

Tras el fresado del firme a lo largo de los carriles derechos y arcenos de las dos estructuras, se pudo constatar que la estructura no sufrió desplomes y el espaldón y losa se encontraban al mismo nivel, con lo que no fue necesario realizar un estudio de carreras para devolver la estructura a su posición original y la maniobra de izado se realizó según un desplazamiento paralelo del tablero sobre la línea de apoyos.

El equipo contó con un sistema de bloqueo mecánico independiente, materializado por calzos en forma de herradura que se dispusieron alrededor del pistón de los gatos sobre la camisa de los mismos.

El control de la maniobra se planteó mediante la monitorización de desplazamientos y reacciones a través de sensores de desplazamiento y transductores de presión, a través de un autómatas programable (PLC) y un Scada, conectado mediante wifi a un PC o Tablet:

- Desplazamientos: Se monitorizaron mediante los sensores de desplazamiento con precisión de 0.1 mm. Se contó con 4 sensores ubicados en los extremos de cada nervio, de manera que se pudieron controlar los desplazamientos relativos entre sensores que en ningún caso debían superar los 3 mm.



Figura 8. Sensor de desplazamiento instalado para control de la maniobra.

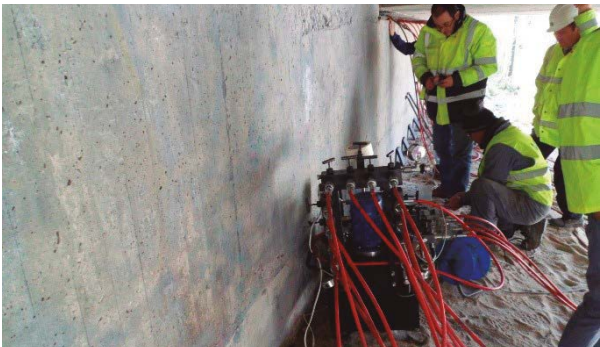


Figura 9. Centralita hidráulica para control de la presión en los gatos de forma simultánea.

- Presiones: Se colocaron placas de reparto de 250 x 250 mm sobre cada gato para evitar punzonamientos en el hormigón de losa y se nivelarán con arena la base de apoyo de los mismos para absorber las irregularidades de la superficie del estribo. Se monitorizaron las cargas mediante transductores de presión, de manera que la carga de cada gato pudo ser visualizada en kN en el programa de monitorización.

El circuito hidráulico contó con 4 líneas hidráulicas independientes con anti-retorno que alimentan 4 gatos cada una, permitiendo a su vez actuar sobre cada gato individualmente.

El programa de monitorización contó adicionalmente con un sistema de alarmas por desplazamientos relativos y cargas, lo que permitió corregir las carreras durante la maniobra para asegurar el izado paralelo de los dos nervios.

3.2. Inyección de fisuras.

El criterio seguido, diferenciando entre zonas de hormigón armado y hormigón pretensado, fue el siguiente:

HORMIGON ARMADO				HORMIGON PRETENSADO			
info igual	0,2999		PINTAR	info igual	0,1999		PINTAR
entre	0,2999	0,3999	SELLAR	entre	0,1999	0,3999	SELLAR
superior	0,3999		INYECTAR	superior	0,3999		INYECTAR

Tabla 1. Unidades en mm.

En total, tras realizar un exhaustivo mapeo de todas las fisuras, clasificándolas según su apertura y zona donde se ubicaban, se realizaron 925 m de tratamiento de fisuras (203 m pintura elástica anti-carbonatación, 563 m sellar, 159 m inyectar).



Figura 10. Imagen de inyección de fisuras (en corte nocturno).



Figura 11. Vista inferior de tablero, con fisuras ya inyectadas.

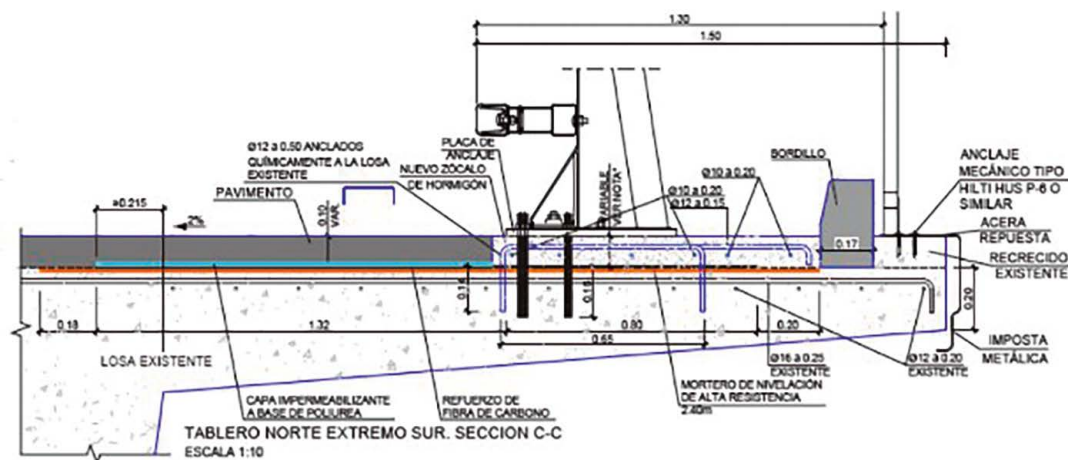


Figura 12. Esquema de solución de refuerzo de tablero e instalación de pretil metálico H4b.

3.3. Nueva barrera de contención.

Aplicando la nueva normativa de pretiles y barreras de seguridad, la Orden Circular 35/2014 sobre Criterios de Aplicación de Sistemas de Contención de Vehículos, con riesgo de accidente “muy grave” y un IMDp superior a 2 000, el nivel de contención necesario es H4b (el más alto). Teniendo en cuenta los criterios de deflexión dinámica y anchura de trabajo, se opta por un pretil metálico anclado químicamente al tablero, previo refuerzo del mismo (sistema de láminas de CFRP).

A la hora de tener que instalar una nueva barrera de contención de vehículos en un tablero existente, una vez se tiene claro qué tipo de barrera es necesaria (según el nivel de contención necesario, tipo de barrera que cumpla con dicho nivel), hay diversos factores que es necesario analizar y que incluso pueden condicionar el tipo de barrera a instalar.

Por un lado, está el espacio disponible y la geometría propia de la barrera. Hay que tener en cuenta que no solo la barrera ocupa un espacio físicamente que es necesario que sea compatible con el espacio disponible en la calzada (arcenes, carriles de circulación, etc.) sino que también tienen un determinado ancho de trabajo que también puede entrar en conflicto con las mencionadas áreas destinadas al tráfico.

Por otro, hay que tener en cuenta las condiciones en las que se realizó el ensayo de homologación de la barrera, pues en la aplicación en el tablero deben reproducirse lo más fielmente posible para que esa homologación sea válida. Esto es aplicable a geometría de los zunchos de anclaje, los anclajes de la barrera e incluso el armado del propio zuncho (en principio parte del tablero, pero en la mayoría de los casos ante la duda se acaba considerando como parte del sistema de contención, y por lo tanto parte del sistema homologado).

Finalmente, hay que tener en cuenta las fuerzas que ese sistema de contención introduce en nuestro tablero, para determinar si el tablero resiste dichas fuerzas o es necesario acometer un refuerzo estructural del tablero para dotarle de la capacidad necesaria de absorber y distribuir las fuerzas provenientes de la situación de impacto de un vehículo sobre la barrera sin que ello implique el colapso de todo o parte del tablero.

DESIGNACIÓN	PRETIL METÁLICO PMH-38
PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO	
NIVEL DE CONTENCIÓN	H4b
CLASE DE SEVERIDAD	B
ANCHURA DE TRABAJO	W4
DEFLEXIÓN DINÁMICA	0,9 m
CARACTERÍSTICAS DE LA BARRERA	
DISTANCIA ENTRE POSTES	2,50 m
ANCLAJE EN ESTRUCTURA	Postes anclados químicamente a losa existente
CARGAS MÁXIMAS TRANSMISIBLES	
	$F_{x,carretera} = 397 \text{ kN}$
	$F_{y,carretera} = -234 \text{ kN}$
	$F_z = -120/+65.6 \text{ kN}$
	$M_{x,carretera} = -211.5 \text{ mkN}$
	$M_{y,carretera} = -91 \text{ mkN}$

Figura 13. Detalles de la barrera de contención H4b instalada: contención, geometría, deflexión y cargas máximas sobre el tablero.

Cuando, como el caso que nos ocupa, el nivel de contención de la nueva barrera es el más alto, H4b, y el existente tenía un nivel inferior, lo más habitual es que sea necesario llevar a cabo alguna actuación de refuerzo estructural del tablero. Este refuerzo podrá definirse de distintas maneras en función del tipo de tablero y de las condiciones en las que se encuentre. Normalmente el refuerzo suele limitarse a la losa (en voladizo en muchas ocasiones), y en función del estado de la misma y del alcance del refuerzo necesario (incremento de capacidad) será más o menos invasiva, y por lo tanto, podrá tener un impacto significativo tanto en coste como en plazo y en cuanto a posibles afecciones al tráfico.

Si las condiciones de la losa existente son las adecuadas existe un método de refuerzo con el que se consigue minimizar la afección a la estructura existente, consiguiendo niveles de productividad de instalación elevados y por lo tanto disminuyendo el plazo total y las posibles afecciones al tráfico. Este sistema es el desarrollado por LRA y aplicado en diferentes proyectos, y consiste en una combinación de refuerzo del zuncho o zócalo de anclaje (geometría y armado) mediante elementos tradicionales (recrido de hormigón y armado pasivo), cosido a la losa existente también con armadura pasiva,

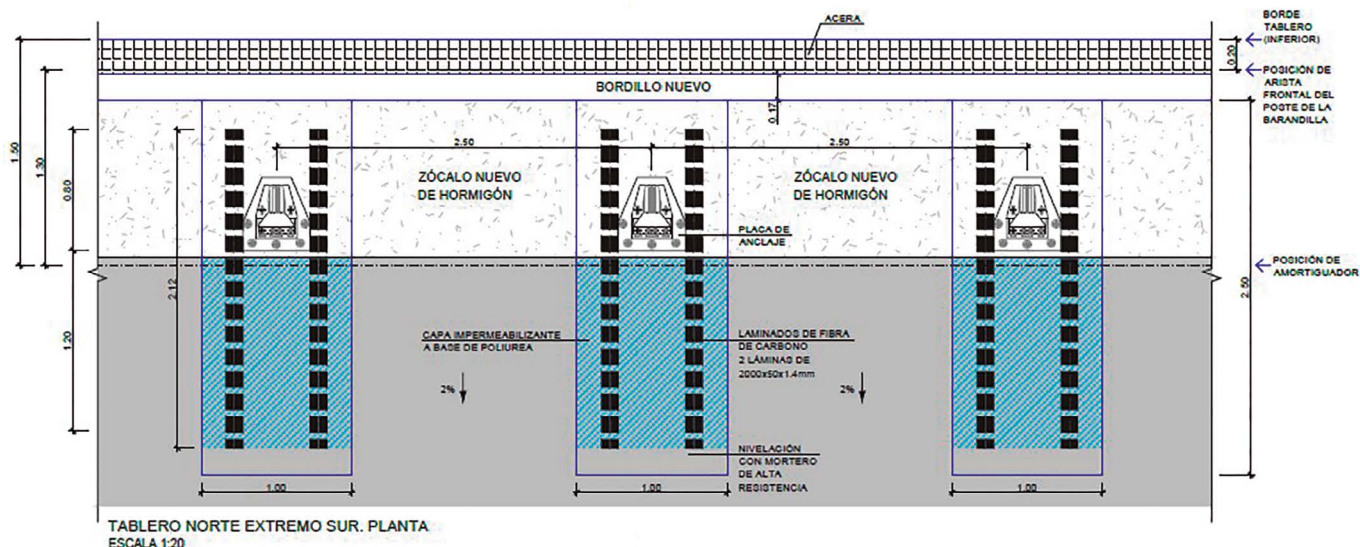


Figura 14. Planta del refuerzo para nueva barrera metálica.

y un refuerzo en la losa mediante bandas de fibra de carbono adheridas en la cara superior.

El procedimiento es el siguiente:

(1) Fresado de la superficie del tablero. En un ancho desde borde de tablero de 2.40 m. Retirada del sistema de contención existente (barandilla).



Figura 15. Fresado y demolición de la barandilla existente.

(2) Aplicación de un puente de unión de resina epoxy.

(3) Aplicación de una capa de mortero de nivelación, sin retracción, de alta adherencia. El espesor medio fue de 3-4 cm. Para ello se fabricaron unos moldes con las medidas de 1.00 x 2.20 m, de manera que quedara una superficie lisa y homogénea.



Figura 16. Capa de mortero de nivelación ya ejecutada. Armado para el nuevo zuncho ya colocado.

(4) Colocación de 2 parejas de bandas de fibra de carbono, 50 mm de ancho, 1.4 mm de espesor, y 2000 mm de longitud. CFRP de las siguientes características mecánicas: 170 GPa de Módulo, 3100 MPa de tensión de tracción en rotura, y 2% de elongación en rotura. Tras haber curado la capa de mortero de nivelación (2-3 días), se colocaban las tiras de fibra de carbono, dos tiras juntas a cada lado del poste vertical del pretil. Laminado en fibra de carbono "Drizoro composite", que se adhería al mortero de nivelación mediante el adhesivo de fijación "Maxepox Carbofix".

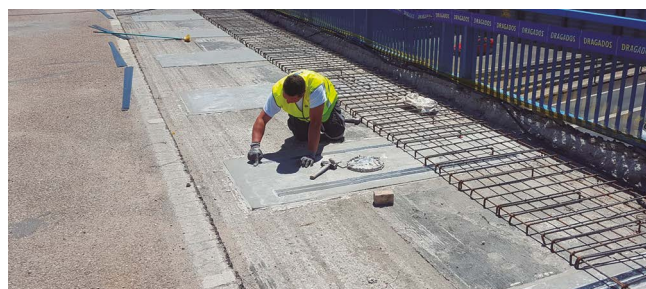


Figura 17. Colocación de las láminas de refuerzo de fibra de carbono.



Figura 18. láminas de refuerzo de fibra de carbono ya instaladas.

(5) Colocación de una capa impermeabilizante a base de poliurea, también para evitar que con la aplicación de la mezcla bituminosa, el calor dañara la fibra, en 2 fases. Primeramen-

te se extendía una imprimación: “Maxepox primer-w”, y a las 12-24 h. se extendía mediante proyección una membrana de poliurea “Maxelastic Poly”. Los rendimientos de aplicación de este producto fue de unos 500 m²/día.

(6) Ejecución del zócalo de hormigón.

Con la ferralla previamente colocada, se trata principalmente de fijar bien los tabloncillos que harán de encofrado de la cara vertical, y calcular los medios de ejecución para que los rendimientos sean compatibles con la puesta en obra del hormigón y con el resto de actividades que se ejecutan simultáneamente sobre el tablero.

(7) Colocación del pavimento.

Los rendimientos de ejecución de este sistema, en parte debido a lo poco invasivo, y en parte debido a la ligereza de los elementos a instalar (fibras), son bastante elevados.

En el caso de O'Donnell, teniendo en cuenta que eran 116 ml, 2 puentes, 2 barreras por puente, los rendimientos fueron los siguientes:

- a) Nivelación: 4 días por lateral.
- b) Colocación de la tira de fibra de carbono 2 días por lateral.
- c) Aplicación de poliurea:
 - a. 1ª fase.- 1 día por lateral
 - b. 2ª fase .- ½ día por lateral

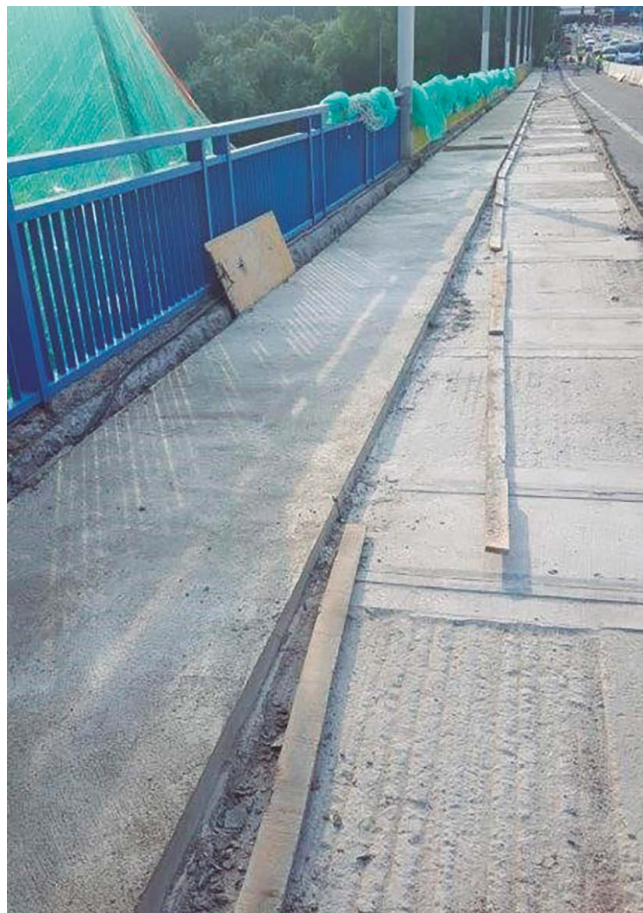


Figura 19. Nuevo zócalo de hormigón para apoyo y anclaje de la nueva barrera ya ejecutado.



Figura 20. Vista lateral de la estructura ya rehabilitada.



Figura 21. Vista de la calzada Norte tras las actuaciones de rehabilitación y adecuación.

4.

APERTURA DEFINITIVA AL TRÁFICO

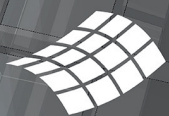
Una vez acabados todos los trabajos de rehabilitación y adecuación, tanto de los elementos estructurales de subestructura y tablero, como de los elementos accesorios como las nuevas barreras de contención, a pesar de que el puente no ha sido cerrado al tráfico por completo, realizando desvíos provisionales de tráfico, la estructura está lista para la apertura definitiva al tráfico, garantizando el uso adecuado, seguro y durable de la misma por los habitantes de la ciudad de Madrid.

Agradecimientos

Calle 30 (Ana Belén Fernández Cañada y Rubén Álvaro Sanz).
Dirección de Obra.

Mres AMAGA (Alejandro Mayor Gamo), Maniobra de sustitución de apoyos.

API (Alberto de la Fuente). Trabajos de reparación en pilas y tablero, incluyendo los trabajos de refuerzo para instalación de nueva barrera de contención.



SOFiSTiK

2025

Connecting Use Cases

NUEVA VERSIÓN DE SOFiSTiK DISPONIBLE

- Novedoso visor para una actualizada experiencia visual durante el post-proceso.
- Mejoras en el diseño de vigas para el flujo de trabajo en modelos 3D.
- Nuevas secciones estándar en T por un solo lado para el contorno.
- Implementación del ciclo vital y la huella de carbono del modelo estructural.
- Comprobaciones elásticas en límite último de servicio para puentes mixtos.
- Nuevo interfaz gráfico para el análisis dinámico de puentes ferroviarios.
- Análisis del espectro de respuesta en sismos para edificación.

y más novedades en los procesos de modelado y de delineación.

INFORMACIÓN DETALLADA AQUÍ



IX CONGRESO DE

ACHE Asociación Española de
Ingeniería Estructural

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

Abierto el plazo para **envío de resúmenes**
hasta el 30 de abril de 2024

Granada

25, 26 y 27 de junio de 2025



www.congresoache.com