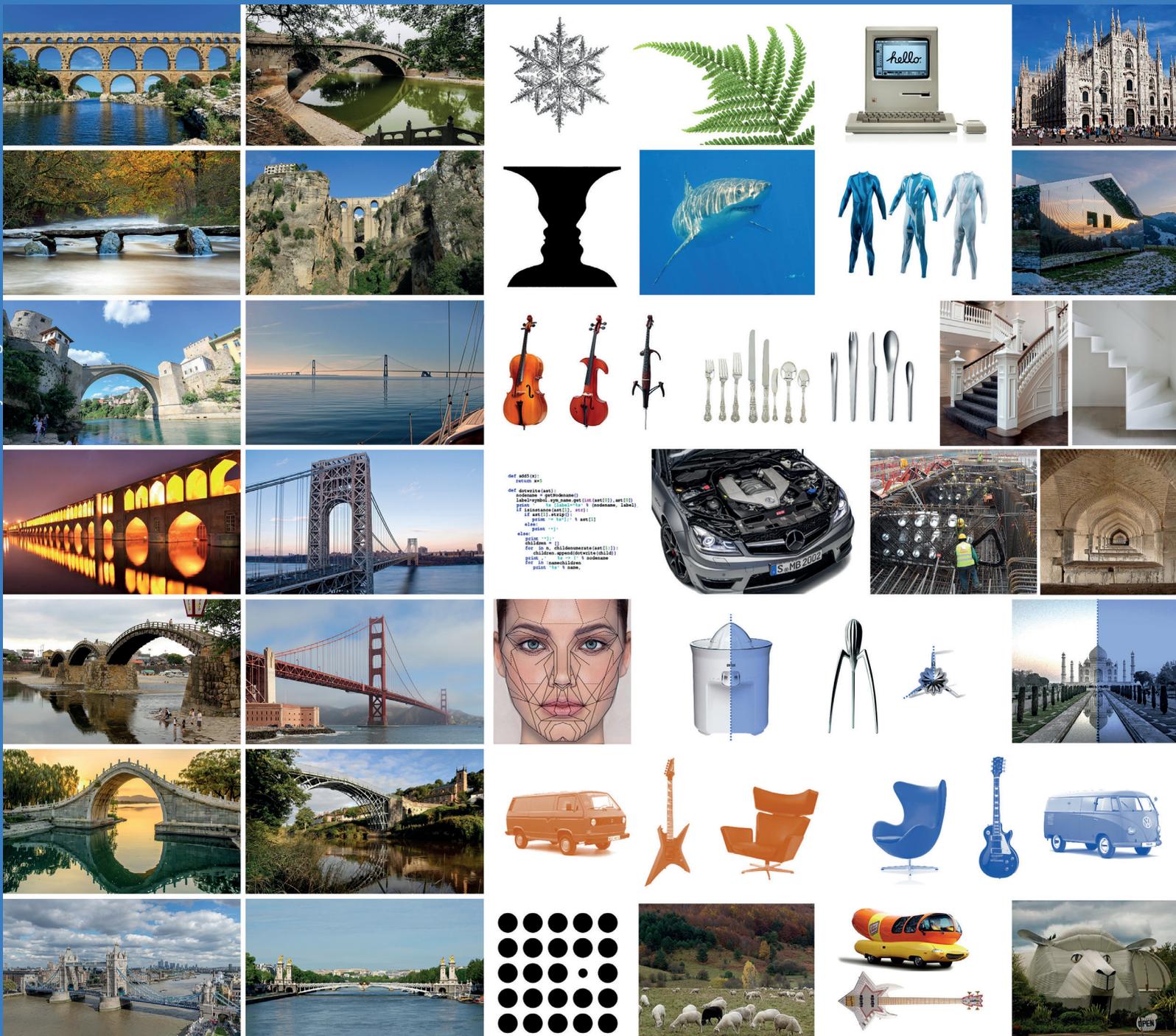


HA HORMIGÓN Y ACERO

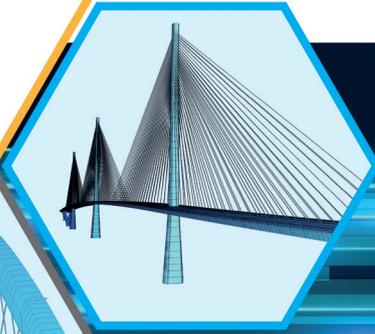
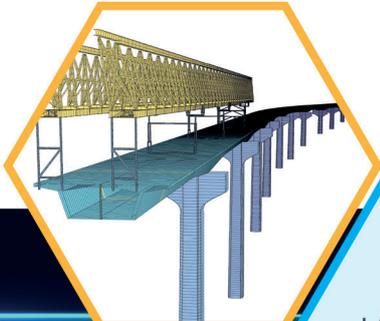
REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Mayo - Agosto 2022 | Volumen 73 - Número 297





SOFISTIK



DISEÑO DE PUENTES



sbp
schlach
bergermann partner

* calter

* calter
ingeniería de estructuras

www.sofistik.es
sofistik@calter.es



FOTO DE PORTADA: Resumen visual de principios de diseño que influyen en la durabilidad estética de los puentes. Héctor Beade Pereda.

HA HORMIGÓN y ACERO

Mayo - Agosto 2022 | Volumen 73 - Número 297

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

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

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (ACHE, Madrid)

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

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

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

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

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

Jesús Gómez Hermoso (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

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

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

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GRUPO TYPSA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

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

Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO E. TORROJA – CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid)

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

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

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

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

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

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

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

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

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

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

Enrique González Valle (Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

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

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

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

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

José Manuel Roesset (NATIONAL ACADEMY OF ENGINEERING, EE.UU.)

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (Madrid)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE 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) – Pascal – Índices-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 3.0). 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

Otras informaciones. VIII Congreso ACHE Héctor Bernardo Gutiérrez	5
Sobre la durabilidad estética en el diseño de puentes <i>On Aesthetic Durability in Bridge Design</i> Héctor Beade Pereda	7
Puente de Colonia-Mülheim sobre el Rin: equilibrio entre la conservación del patrimonio y las estrategias de renovación de estructuras existentes <i>Rhine Bridge Cologne-Mülheim: balance between engineering heritage and replacement strategies for existing highway bridges</i> Wolfgang Eilzer, Michael Müller, Thomas Lehmann, Rafael Rodríguez Molina, Bastian Kratzke	15
Reemplazo de dos puentes atirantados sobre el Rin: el puente de Leverkusen y el puente de Duisburg <i>Replacement of the Cable-Stayed Bridges over the River Rhine in Leverkusen and Duisburg</i> Wolfgang Eilzer, Michael Müller, Marc Schumm, Martin Romberg, Rafael Rodríguez Molina, Fernando Gutiérrez Manzanedo ..	23
Nuevo Puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal. Diseño de las estructuras auxiliares para la construcción del puente atirantado <i>New Champlain Bridge Over the Saint Lawrence River in Montreal. Design of the Temporary Works for the Construction of the Cable-Stayed Bridge</i> Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey, Javier Milián Mateos, Alejandro Abel Núñez, Antonio Romero Ballesteros, Conchita Lucas Serrano	31
Nuevo puente sobre el río Paraguay en Asunción <i>New bridge over Paraguay River in Asunción</i> Luis Carrillo Alonso, Jaime B. Ruiz-Ruano Álvarez, Manuel J. Marín Díaz	41
Flexural Capacity of Corroded Post-tensioned Concrete Beams: Large Scale Tests and Numerical Simulation <i>Resistencia a flexión de vigas postensadas de hormigón con corrosión: Ensayos a gran escala y simulación numérica</i> Antonino Recupero, Nino Spinella, Antonio R. Marí, Jesús M. Bairán	51
Efecto del <i>spalling</i> sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos a fuego <i>Effect of Spalling on the Biaxial Bending Resistance of Reinforced Concrete Columns Exposed to Fire</i> David L. Peña Mansilla, Vicente Albero Gabarda, Carmen Ibáñez Usach, Antonio Hospitaler Pérez, Ana Espinós Capilla, Manuel L. Romero García	59
Assessment of a Movable Scaffolding System Under Temporary Use Conditions <i>Evaluación de una autocimbra en condiciones de uso transitorias</i> Peter Tanner, Ramón Hingorani, Juan Soriano	65
Evaluación de la sostenibilidad de materiales para elementos estructurales de cubiertas <i>Sustainability Assessment of Different Materials for Roofs' Structural Elements</i> Irene Josa i Culleré, Albert de la Fuente Antequera, Oriol Pons Valladares, Antonio Aguado de Cea	73
Aplicación de herramientas de realidad aumentada a modelos de puentes elaborados con BIM <i>Application of Augmented Reality Tools to Bridge Models Elaborated with BIM</i> Fernando Calderón de Diego, Riyadh Hindi, José Antonio Lozano Galant	81
Durabilidad del hormigón por ataque ácido en estaciones depuradoras de aguas residuales. Casos prácticos de diagnóstico <i>Durability of the Concrete Due to Acid Attack in Waste-Water Treatment Plants. Practical Cases of Diagnosis</i> Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Pedro López Sánchez	89

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

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



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



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



ACE
ASOCIACIÓN DE CONSULTORES ESTRUCTURALES
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edificio Til-lers
08034 - BARCELONA



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

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

C/ Orense, 10
28020 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



FLORENTINO REGALADO INGENIERÍA & ARQUITECTURA S.L.P.
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



MAMMOET
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alfonso XI, 12
28014 Madrid



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



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



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

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

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



Otras informaciones

VIII Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural, ACHE

Los pasados días 20, 21 y 22 de junio se celebró el VIII Congreso de ACHE. Como viene siendo ya tradición desde hace varias ediciones, se celebró en una escuela de Ingenieros de Caminos, la de la Universidad de Cantabria en la ciudad de Santander.

Esta edición del Congreso debería haber tenido lugar en 2020 siguiendo la periodicidad trianual que marcan los estatutos. Sin embargo, la pandemia provocada por la COVID-19 obligó, por dos ocasiones, a retrasar la fecha de celebración hasta que fue posible asegurar un normal desarrollo del evento. A pesar de este retraso y de la alta concentración de congresos en el año, el congreso ha sido un éxito de asistencia, con más de 400 congresistas que acudieron a Santander durante las tres jornadas.

Si algo ha de destacarse de esta edición ha sido la gran satisfacción que mostraron todos los asistentes por poder volver a celebrar un evento presencial. Y es que, parafraseando lo que nuestro querido D. José Antonio Torroja dijo en la sesión de

apertura de 2014, “ACHE es una asociación de amigos”, amigos que tras dos años de aislamiento estaban deseando reunirse de nuevo. Dicho esto, no debe para nada olvidarse el altísimo nivel técnico que han tenido las ponencias presentadas al congreso, aspecto que también fue ampliamente comentado.

El Congreso comenzó, como viene siendo tradición, con una Sesión Inaugural que contó con la presencia de alguna de las autoridades de la Universidad y la administración local, regional y del Estado en Cantabria, así como el Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Desde aquí ACHE agradece a todos ellos su presencia en el acto y el enorme apoyo institucional que la asociación ha recibido en la preparación y celebración del VIII Congreso.

A diferencia de otras ediciones, no se celebró una única conferencia inaugural a cargo de un ponente de renombre. En esta edición ha habido cinco conferencias magistrales o *key lectures* a cargo de ponentes de reconocido prestigio como son: Marwan Nader, Charles Nmai, Mike Tholen, Ulrike



De izquierda a derecha:

D. Antonio Martínez Cutillas. Presidente de ACHE. D. Fernando Hernández Alastuey. Jefe de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria. D. Daniel Castro Fresno. Director de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander. D. José Luis Gochicoa González. Consejero de Obras Públicas, Ordenación del Territorio y Urbanismo del Gobierno de Cantabria. D. Luigi Dell’Olio. Vicerrector de Investigación y Política Científica de la Universidad de Cantabria. D. Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Presidente del Comité Organizador del Congreso. D. Miguel Ortega Cornejo. Presidente del Comité de Eventos de ACHE. Dña. Gema Igual Ortiz. Alcaldesa de Santander. D. Miguel Ángel Carrillo Suárez. Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. D. Ezequiel San Emeterio Huidobro. Decano del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en Cantabria.



D. Charles K. Nmai. Presidente del American Concrete Institute (ACI).



Dña. María Garlock. Co-directora del Programa de Arquitectura e Ingeniería en la Universidad de Princeton.

Kuhlmann y María Garlock. Especialmente intensa fue la jornada del lunes, que contó con las ponencias de los tres primeros. Queremos destacar la importancia y reconocimiento que para ACHE supone que dos personas del ACI, incluyendo a su Presidente, hayan asistido al Congreso, lo que supone un refrendo de la estrecha colaboración que se viene desarrollando en los últimos años.

En la jornada del miércoles, tuvo lugar una interesante mesa redonda donde se pudo debatir sobre el presente y futuro de la profesión. En dicha mesa redonda fue especialmente interesante la participación de jóvenes estudiantes de grado y máster, que pudieron compartir sus inquietudes con los asistentes en un abierto coloquio.

Todas las ponencias presentadas en el Congreso se encuentran disponibles en un número especial de la revista Hormigón y Acero que es de acceso libre y gratuito. En dicho número cada ponencia tiene un enlace que lleva a la descarga del trabajo completo. El compromiso de ACHE y de la revista con la difusión en abierto del conocimiento

científico sigue patente con esta iniciativa, que se espera ayude a llevar el conocimiento sobre el nivel de la ingeniería estructural española a más ámbitos y personas.

Por último, pero no por ello menos importante, ACHE agradece de manera especialmente afectuosa la gran implicación en la organización que ha tenido el Comité Organizador Local. Especialmente digno de mención es el gran trabajo y dedicación de los voluntarios, todos ellos estudiantes de la ETSICCP de Santander, que durante los tres días se preocuparon de que todos los aspectos técnicos y logísticos discurriesen sin problemas. No sería justo no reconocer también el trabajo del Comité de Eventos, el Comité Científico, el Consejo de Hormigón y Acero, el Director de la página web y la Secretaría de ACHE. El éxito del VIII Congreso es, sin duda, un éxito de todos ellos, y un motivo de satisfacción para la asociación que, tras dos años en los que se ha visto privada de su principal acto, ve como se retoma la normalidad con el apoyo y presencia de sus asociados.

Héctor Bernardo Gutiérrez
Secretario General de ACHE

Sobre la durabilidad estética en el diseño de puentes

On Aesthetic Durability in Bridge Design

Héctor Beade Pereda

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Knight Architects. Design Director | Bridge Designer

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

El avance en el desarrollo de materiales y sistemas de construcción, así como en las técnicas de instrumentación y monitorización, ha hecho posible el plantearse el diseño, de manera sistemática, de puentes con una vida útil significativamente más larga que la que ha de considerarse en proyecto en la actualidad. Este artículo es una reflexión sobre cómo tener en cuenta consideraciones relativas a la apariencia en el diseño de estos puentes. Sobre qué parámetros hacen de un puente un elemento imperecederamente valioso en el entorno en el que se ubican. Sobre cómo alcanzar diseños cuya calidad percibida se transmite a lo largo de generaciones. Sobre durabilidad estética.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Ingeniería y sociedad, durabilidad estética, puente, diseño, apariencia, moda.

ABSTRACT

Evolution in materials, together with developments in instrumentation and monitoring techniques, have made it possible to think on systematically designing bridges that have a significantly longer service life than what is currently required in the standards. This article is a reflection on how the design of these bridges should be faced in terms of appearance. On what parameters can make a bridge a long-lasting valuable piece of the built environment or just a representative of what was in fashion in a specific period. On how to achieve a perceived design quality that can span different generations. On appearance durability.

©2022 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

KEYWORDS: Engineering and society, aesthetic durability, bridge, design, appearance, fashion.

I. INTRODUCCIÓN

Los puentes son un caso paradigmático de transformación de la naturaleza por parte del ser humano. Son símbolos de unión, progreso y frecuentemente innovación, que desafían a la gravedad y alteran el paisaje. Cohesionan comunidades e invitan a la interacción e integración.

El diseño de construcciones tan prominentes, emocionales y duraderas debería ir más allá de su mera función como infraestructura que permite la conectividad entre dos áreas, aspirando siempre a mejorar la calidad del mundo en que vivimos.

Es por ello que el diseño de puentes es una actividad apasionante acompañada de una gran responsabilidad. La responsabilidad de diseñar estructuras que, a lo largo de sus extensas vidas útiles, serán cruzadas y percibidas por innumerables personas cuya experiencia vendrá determinada por la calidad del trabajo realizado en el diseño y la construcción de estos puentes.

La vida útil esperada para los puentes diseñados en la actualidad, de 100-120 años, está siendo cuestionada gracias al desarrollo de materiales y sistemas de construcción, así como en las técnicas de instrumentación y monitorización. Las conversaciones sobre el diseño de puentes con una vida útil

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *e-mail*: h.bead@knightarchitects.co.uk (Héctor Beade Pereda).

superior a la considerada a día de hoy (200 años es un valor establecido frecuentemente como aspiración) se centran en mantenimiento y durabilidad, pero... ¿qué aspecto deben tener los puentes con una vida útil extendida? ¿Cómo es posible alcanzar una calidad visual que se mantenga durante varias generaciones?

2.

ALGUNAS CARACTERÍSTICAS FORMALES DE PUENTES CONSIDERADOS EJEMPLOS DE BUEN DISEÑO

Para identificar qué parámetros hacen de un puente un elemento imperecederamente valioso en el entorno en el que se ubica, se ha llevado a cabo, en primer lugar, el ejercicio de tratar de definir un grupo representativo de puentes considerados obras maestras, con el objetivo de comprender qué principios, desde un punto de vista estético, les hacen merecedores de tal estatus. La identificación y comprensión de estos principios, debería ser de utilidad para su aplicación en el diseño de nuevos puentes con una vida útil extendida.

El procedimiento empleado para definir este grupo de casos de estudio se ha basado en la identificación de los puentes más repetidos en, por un lado, libros en los que se incluyen selecciones de los que sus respectivos autores consideran los puentes más significativos del mundo ([1-3] son solo algunas de las muchas referencias consultadas, en su mayor parte procedentes de la biblioteca personal del autor de este artículo, que contiene más de 400 volúmenes sobre puentes) y, por otro lado, en listas equivalentes procedentes de páginas de internet. El primer criterio trata de capturar una visión algo más especializada (aunque no excesivamente), mientras que el segundo pretende recoger el punto de vista de un público más general. De entre los puentes más repetidos procedentes de estos dos tipos de fuentes, los fundamentalmente conocidos por su escala, y no por su diseño, fueron identificados y eliminados del grupo de casos de estudio.

Puede discutirse la imparcialidad del sistema de selección, ya que no se puede garantizar que las fuentes empleadas para generar la lista lo sean. En cualquier caso, el tamaño de la muestra empleada debería permitir que el grupo de casos de estudio sea de calidad suficiente para el objeto del artículo, que no es más que reflexionar sobre las razones que hacen que puentes mundialmente reconocidos sean valiosos desde un punto de vista estético.

Los puentes más repetidos en las fuentes mencionadas anteriormente fueron divididos en tres grupos: puentes de más de 200 años, de entre 100 y 200 años y de menos de 100 años.

El primer grupo incluye puentes que ya han tenido una vida superior a la vida útil extendida de la que se habla como aspiración generalizada para el diseño de puentes en el futuro próximo. El final del intervalo de estudio coincide con la revolución industrial, que significó un cambio de paradigma en el diseño de puentes con consecuencias que son más obvias en el grupo de estudio siguiente. Este segundo grupo incluye puentes que ya han tenido una vida superior a la vida útil de diseño actual. El último grupo ofrece la oportunidad de entender cómo tipos estructurales más *jóvenes*, como por ejemplo los puentes atirantados, o las formas que derivan del uso de

materiales más *recientes*, como por ejemplo el hormigón pretensado, son percibidos y valorados. Estos puentes, obviamente, tienen también el potencial de convertirse en puentes con una vida útil de 200 años.

2.1 Análisis de los casos de estudio

2.1.1. Selección de puentes de más de 200 años

Esta selección (figura 1) demuestra que, usando los materiales adecuados y con un régimen de mantenimiento apropiado y aunque algunos de los puentes en el grupo fueron reconstruidos una o más veces, es posible alcanzar los 200 años de vida útil desde un punto de vista estructural y de durabilidad (no necesariamente desde un punto de vista funcional). Todos los puentes de este grupo son arcos o vigas, los tipos estructurales fundamentales utilizados hasta la aparición de los puentes colgantes o las celosías tras la revolución industrial. Todos ellos utilizan piedra o madera, salvo el Iron Bridge.

Del análisis de este grupo resulta obvio que, ya desde los orígenes de la historia de los puentes, en tiempos en los que ingeniería o arquitectura no existían como disciplinas independientes, muchos puentes trascendían su función como elemento de cruce, siendo evidentes las aspiraciones estéticas en todos los ejemplos.

Todos los puentes en este grupo pueden considerarse estructuras elegantes y legibles, en algunos casos con tejados (Ponte degli Alpini, Kapellbrücke, Ponte Vecchio, Ponte Rialto, puente de los suspiros y puente Khaju) y/o decoración añadida. Todos ellos son mucho más que un mero tipo estructural. Hasta los diseños más simples (como Tarr Steps, Stari Most, puente Kintai o puente del cinturón de Jade), muestran belleza en sus proporciones, ritmo y composición visual. Esto no puede ser el resultado de una serie de coincidencias, sino del trabajo y la sensibilidad de sus diseñadores.

Estos puentes encajan de manera natural en sus ubicaciones, sean urbanas o rurales, gracias al uso de un lenguaje visual coherente con su entorno (Ponte degli Alpini, Kapellbrücke, Ponte Vecchio, Ponte Rialto, puente de los suspiros y puente Khaju), por su transparencia, o por como son usados los materiales (puente de Alcántara, puente Kintai, Iron Bridge o Puente Nuevo).

Proporcionar una experiencia de cruce placentera era claramente uno de los objetivos cuando estos puentes fueron concebidos. En algunos casos, la combinación de la linealidad intrínseca a los puentes y el uso de cubiertas crea espacios cerrados de gran dramatismo (Ponte Vecchio, Kapellbrücke, Ponte Rialto o, en especial, el puente Khaju). En otros casos, el uso de barandillas estructurales o esculturas propiamente dichas (puente de Anji o puente del cinturón de Jade) hacen de sus tableros lugares especiales para el peatón.

El puente de Carlos es un caso paradigmático de puente que ofrece una maravillosa experiencia de cruce, siendo memorable mucho más por este aspecto que por su forma global. Todos los puentes en la selección, más allá de su función de cruce, contribuyen a crear lugares además de ser estructuras que se disfrutaban al ser usadas.

En algunos de los diseños, su apariencia se ve realizada al reflejarse su geometría cuando la superficie de los ríos o masas de agua que cruzan está en calma. Esto puede ser intencional, o una consecuencia parcial de las formas cerradas,



Figura 1. Selección de puentes de más de 200 años. De izquierda a derecha y de arriba abajo, ordenados por fecha: Pont du Gard, Vers-Pont-du-Gard, Francia (40-50 aC); puente de Alcántara, Extremadura, España (106 aC); Ponte Sant'Angelo, Roma, Italia (134 aC); puente de Anji, Zhaoxian, China (605 aC); Ponte degli Alpini, Bassano del Grappa, Italia (1204); Pont Saint-Bénézet, Avignon, Francia (1236); Kapellbrücke, Lucerna, Suiza (1333); Ponte Vecchio, Florencia, Italia (1345); Pont Valentré, Cahors, Francia (1350); puente de Carlos, Praga, República Checa (1357); Tarr Steps, Parque Nacional de Exmoor, Somerset, Reino Unido (aprox. 1300); Stari Most, Mostar, Bosnia Herzegovina (1567); Ponte Rialto, Venecia, Italia (1588); puente de los Suspiros, Venecia, Italia (1603); Pont Neuf, París, Francia (1607); puente Khaju, Isfahan, Irán (1650); puente Kintai, Iwakuni, Japón (1673); puente del cinturón de Jade, Pekín, China (1764); Iron Bridge, Shropshire, Reino Unido (1781); Puente Nuevo, Ronda, España (1793).

por naturaleza atractivas, que se generan debido a la reflexión de los arcos, el tipo estructural con diferencia más empleado en ese período temporal.

Todos estos puentes tienden a ser simétricos. En muchos casos, se emplea el principio de autosimilitud en su diseño (la forma general es generada por la repetición de geometrías similares a distintas escalas [figura 4](#)), siendo especialmente obvio en la repetición de arcos, como estructura principal y secundaria, en el Pont du Gard, puente de Anji, Ponte Vecchio, Ponte Rialto o puente Khaju.

2.1.2. Puentes de entre 100 y 200 años

Las estructuras en este grupo ([figura 2](#)), todas ellas con una antigüedad de más de 100 años, muestran también la viabilidad de diseñar para una vida útil superior a la considerada actualmente, y confirman que los puentes valorados positivamente por la sociedad añaden ambición estética a su función.

Esto es obvio en el puente de la Torre de Londres, el Pont Alexandre III y el puente del Viento y de la Lluvia de Chengyang, pero también manifiesto en el diseño de las torres del puente del estrecho de Menai, el puente de las cadenas Széchenyi o el puente de Brooklyn, o en el uso del color en el puente del Forth. En este período emergieron nuevos tipos estructurales como consecuencia de la generalización del uso del hierro y el acero como materiales de construcción para la estructura principal. La mitad de los puentes en esta selección

pertenecen al primero de estos dos tipos. La mayor parte de los puentes en el grupo (con la excepción del puente cubierto de Cornish-Windsor y el puente de Chengyang) son de hierro o acero, aunque todavía era habitual el uso de piedra en torres o subestructura.

La mayor parte de los puentes del grupo son estructuras legibles y elegantes, con o sin decoración añadida. El puente del Forth es el caso con una más clara coincidencia entre estructura y expresión formal. Sin embargo, vemos también ejemplos de puentes con formas estructurales menos ortodoxas, priorizándose aspectos estéticos y memorabilidad sobre comportamiento estructural en su diseño. El puente de la Torre de Londres (el segundo más repetido globalmente en las fuentes empleadas para seleccionar los casos de estudio) y el puente de Chengyang son ejemplos claros de esta aproximación en la que se ha priorizado apariencia.

A pesar del aumento en escala de los puentes de este grupo sobre el anterior, la creación de un espacio valioso y la experiencia de cruce siguen siendo objetivos evidentes en el diseño de muchos de estos puentes (puente del estrecho de Menai, puente de las cadenas Széchenyi, puente de Brooklyn, puente de la Torre de Londres, Pont Alexandre III o puente de Chengyang).

Aunque todavía vemos ejemplos de puentes que aspiran fundamentalmente, desde un punto de vista compositivo, a ser adiciones apropiadas a los lugares en los que se ubican (puente del estrecho de Menai o el puente cubierto de Cornish-Windsor), también vemos en este grupo, por primera vez,



Figura 2. Selección de puentes entre 100 y 200 años. De izquierda a derecha y de arriba abajo, ordenados por fecha: Puente del estrecho de Menai, Anglesey – Norte de Gales, Reino Unido (1826); puente de las cadenas Széchenyi, Budapest, Hungría (1849); puente de Clifton, Bristol, Reino Unido (1864); puente cubierto de Cornish-Windsor, Cornish – Windsor, Canadá (1866); puente de Brooklyn, New York, EEUU (1869); puente Eads, St Louis, EEUU (1874); puente del Forth, Edimburgo, Reino Unido (1882); puente de la Torre de Londres, Reino Unido (1886); Pont Alexandre III, París, Francia (1900); puente del Viento y de la Lluvia de Chengyang, Sanjiang, China (1912).

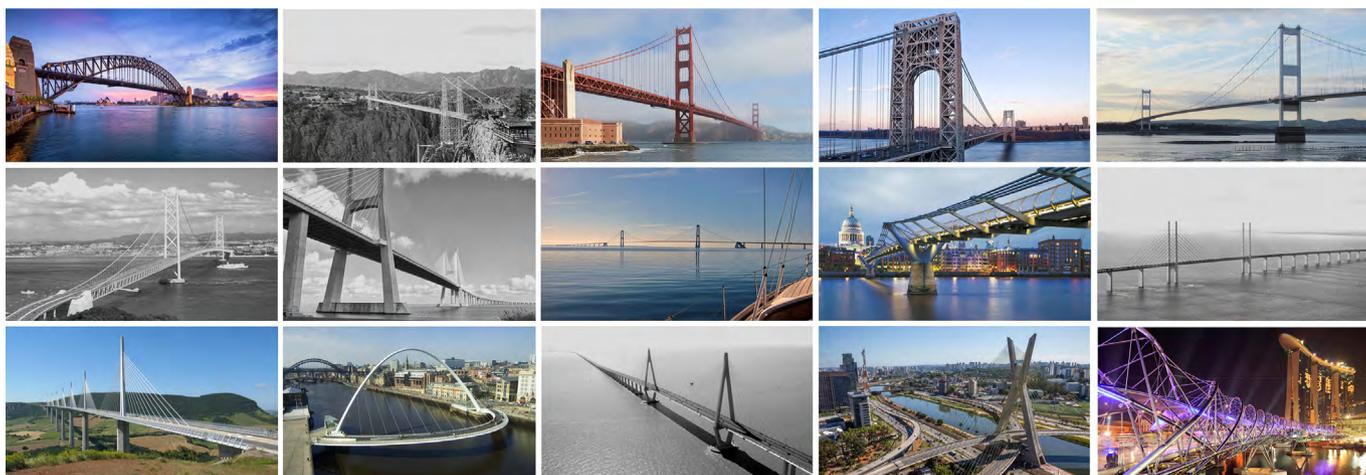


Figura 3. Selección de puentes construidos hace menos de 100 años. De izquierda a derecha y de arriba abajo, ordenados por fecha: puente de la bahía de Sidney, Sidney, Australia (1923); puente Royal Gorge, Cañon City, Colorado, EEUU (1929); puente Golden Gate, San Francisco, EEUU (1933); puente George Washington, New York, EEUU (1962); puente del Severn, Aust, Inglaterra - Chepstow, Gales, Reino Unido (1966); puente Akashi-Kaikyo, Kobe-Isla de Awaji, Japón (1988); puente Vasco da Gama, Lisboa, Portugal (1998); puente Gran Belt, Zealand – Funen, Dinamarca (1998); puente del Milenio, Londres, Reino Unido (2000); puente de Øresund, Copenhague, Dinamarca - Malmö, Suecia (2000); viaducto de Millau, Millau, Francia (2001); puente del Milenio de Gateshead, Newcastle, Reino Unido (2001); puente de la bahía de Hangzhou, Zhejiang, China (2003); puente Octavio Frias de Oliveira, São Paulo, Brasil (2008); Helix Bridge, Marina Bay, Singapur (2010).

puentes que dominan el paisaje con su escala (puente colgante de Clifton, puente de Brooklyn, puente del Forth, o puente de la Torre de Londres). Esto es, con toda probabilidad, en parte una consecuencia de los vanos de mayor longitud permitidos por los desarrollos en materiales y tipologías de puentes, pero en parte también una aspiración consciente por crear un elemento de referencia en el paisaje.

La simetría sigue siendo una característica formal común a todos los diseños.

El puente de Chengyang es probablemente el mejor ejemplo hasta el momento de la variación de calidad percibida (o gusto) en la estética dependiendo de la localización geográfica.

2.1.3. Puentes construidos hace menos de 100 años

Algunas de las estructuras en este grupo (figura 3) ya han superado la mitad de su vida útil esperada (primera fila en figura 3), mientras que otras son ejemplos recientes que dan una idea de las preferencias populares actuales en lo que a diseño de puentes se refiere (filas central e inferior en figura

3). Estos ejemplos están probablemente mucho más influenciados que los demás por los gustos actuales, no habiendo transcurrido suficiente tiempo para valorar si se convertirán en referencias clásicas.

Este grupo incluye también puentes que son conocidos por parámetros relacionados con su escala, como el de mayor vano, el de mayor longitud global, el más largo de una zona geográfica, el más alto, etc. Su popularidad no está, por lo tanto, basada en la calidad de su diseño. Esto ha hecho que hayan sido considerados ejemplos menos valiosos para este análisis (puentes en las imágenes en blanco y negro en figura 3).

La ambición estética más allá del rol funcional es nuevamente muy clara en este grupo (obvia en el puente de la bahía de Sidney, puente Golden Gate, puente del Milenio de Londres, viaducto de Millau, puente del Milenio de Gateshead, puente Octavio Frias de Oliveira, o Helix Bridge). Esto se ve expresado en el diseño de sus torres, el uso del color, el ritmo de sus vanos o, en los casos más extremos, en el uso de geometrías no determinadas por su funcionamiento estructural.



Figura 4. El principio de autosimilitud en la naturaleza, empleado en el diseño industrial y la arquitectura, y en el diseño de puentes (dentro del recuadro azul), incluyendo el Pont du Gard

La selección incluye puentes atirantados por primera vez, que ya existían en el período anterior, pero no como una versión madura de la tipología, y todavía un gran número de puentes colgantes (la mitad de la selección). El acero predomina como material, posiblemente relacionado con el hecho de que los puentes de gran luz (generalmente construidos en ese material) tienden a generar atracción, y el hormigón reemplaza a la piedra en la mayor parte de los elementos de subestructura y algunas torres. Uno de los puentes colgantes del grupo, el puente Golden Gate, es el más repetido globalmente en las fuentes utilizadas para seleccionar estos casos de estudio.

Aunque la mayoría de los puentes en el grupo siguen siendo estructuras elegantes y legibles, también vemos geometrías que se alejan de manera evidente de los tipos estructurales puros, principalmente por motivos estéticos (por ejemplo, el puente del Milenio de Gateshead, el puente Octavio Frias de Oliveira, o el Helix Bridge).

La creación de lugares atractivos es un objetivo claro en el diseño de los puentes de este grupo con una escala más humana. Los puentes del Milenio de Londres y Gateshead, el puente Octavio Frias de Oliveira, o el Helix Bridge, buscan experiencias de cruce especiales a través de su forma global y sus detalles.

Los puentes que dominan el paisaje y/o aspiran a convertirse en elementos de referencia visual, son más frecuentes en este grupo. Esto es, probablemente, hasta cierto punto una consecuencia de la inevitable parcialidad en la selección de los casos de estudio, y de que los puentes de mayores luces tienden a obtener más reconocimiento, en ubicaciones equivalentes, que los de menor tamaño. Sin embargo, algunos de los ejemplos buscan responder a su localización a través de una contención en su escala anómala para su luz (puente del Milenio de Londres) o haciendo referencia a otras estructuras existentes en las proximidades en la elección de la tipología y proporciones (puente del Milenio de Gateshead).

Aunque la simetría sigue siendo una característica común en la mayor parte de los diseños, el puente Octavio Frias de Oliveira muestra el potencial del uso deliberado de la asimetría en la creación de elementos de referencia del paisaje. Otros puentes asimétricos que se quedaron cerca de formar parte de la selección, como el puente del Alamillo (Sevilla, España,

1992) o el puente Erasmus (Rotterdam, Países Bajos, 1996), son asimismo ejemplos de esta aproximación al diseño.

2.2 Conclusiones del análisis

Como resultado del criterio empleado para la selección de los casos de estudio (explicado en el apartado 2 de este artículo) el grupo de puentes analizados tienden a estar ubicados en grandes ciudades, lugares con importancia histórica más allá del puente objeto de estudio, o localizaciones en las que el cruce materializado por el puente resultaba fundamental para el desarrollo de la zona. El criterio de selección tiende a favorecer, especialmente en el segundo y tercer período, puentes de gran luz. Esto tiende a excluir esquemas más aislados o con menos uso, que podrían ser tanto o más destacables en términos de calidad en el diseño. Sin embargo, aun teniendo en cuenta estas imperfecciones en el establecimiento de la muestra de estudio, el análisis proporciona una idea suficientemente buena sobre las características de los puentes que son considerados atractivos por un público general. El autor, pese a que algunos de los puentes que considera más destacables como buenos diseños no se encuentran entre los casos de estudio (por ejemplo, no hay ninguna obra de Robert Maillart o no se incluye ninguno de los arcos de Thomas Telford), considera que existe calidad en el diseño en la mayor parte de los ejemplos. La selección demuestra que los puentes socialmente reconocidos, incluso los de mayor antigüedad, tienen ambiciones estéticas claras que trascienden su función de cruce. Ninguno de los casos parece haber tenido como parámetros principales del proyecto la rapidez en el diseño y construcción.

El diseño de puentes tiene innumerables aspectos en común con otras disciplinas como la arquitectura, el diseño industrial o de producto, e incluso el diseño gráfico o de moda. Algunos principios universales de diseño aplicables a todas ellas son claramente utilizados en muchos de los ejemplos objeto del análisis (incluso en muchos de los que fueron concebidos antes de que estas disciplinas fueran definidas). Algunos de estos principios ([4,5]) han sido mencionados en otros apartados de este artículo, como: similitud, auto-similitud (figura 4), simetría (figura 7), legibilidad, jerarquía o relación figura-fondo [6] (figura 6).

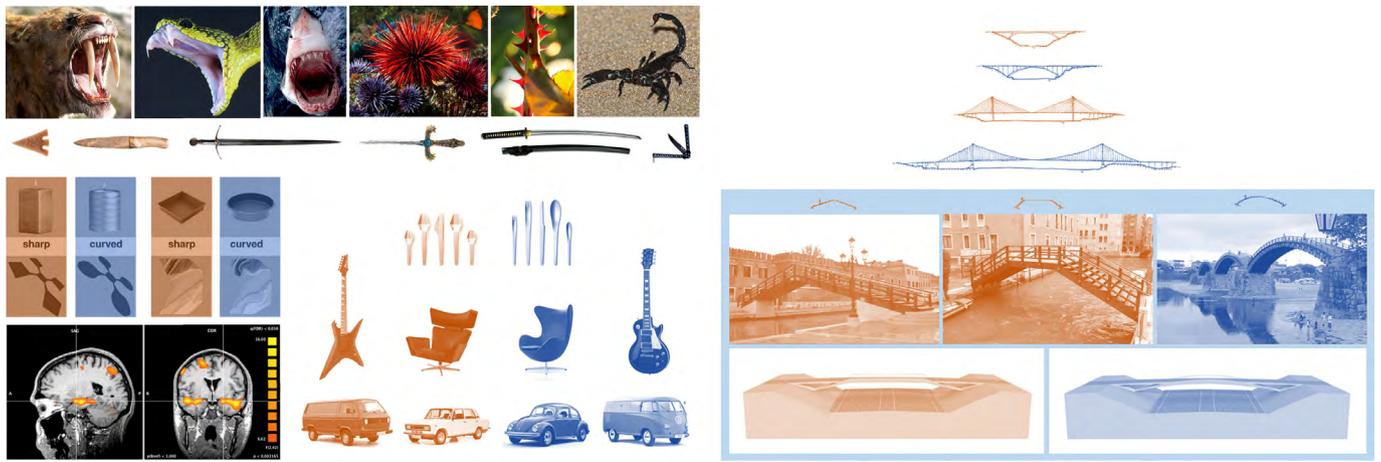


Figura 5. Según el principio de preferencia por las formas curvas, el ser humano tiende a preferir los objetos con líneas curvas frente a los objetos angulosos y puntiagudos, probablemente por un mecanismo subconsciente desarrollado para detectar amenazas potenciales (arriba a la izquierda en la imagen). Sin embargo, los objetos afilados atraen una mayor atención y hacen que pensemos en ellos durante más tiempo.



Figura 6. Según el principio de relación figura-fondo, los elementos se perciben como figuras (objetos o focos de atención) o como fondo (el resto del campo perceptivo). Este principio es la base del camuflaje (en la naturaleza, diseño de producto o arquitectura) y puede ser empleado en puentes para crear elementos que resalten sobre el paisaje (izquierda dentro de recuadro azul) o se funden con él (derecha).



Figura 7. La simetría es una propiedad de equivalencia visual entre elementos de una forma. Se encuentra de forma recurrente en la naturaleza y siempre se ha asociado a la belleza. Los puentes tienden a ser simétricos, por lo que el uso de la asimetría en su diseño (derecha en la imagen) genera formas que se perciben como inusuales.

La selección de estudio solo incluye un puente en celosía (puente del Forth). Aunque hay otros puentes que incorporan celosías como parte de algunos de sus elementos estructurales (puente de la Torre de Londres, puente de St. Louis, puente de la Bahía de Sidney, o puente George Washington), esto puede indicar que las celosías no están entre los tipos estructurales predilectos de los no-especialistas.

Asimismo, la selección incluye un número limitado de puentes atirantados, si excluimos aquellos asociados a cruces que son fundamentalmente conocidos por su escala (puente Vasco da Gama, puente del Estrecho de Øresund, o puente de la Bahía de Hangzhou). El viaducto de Millau, el tercero más repetido en las fuentes utilizadas para la selección de los casos de estudio, es el único puente de este tipo que tiene cla-



Figura 8. Según el principio de la navaja de Ockham el más sencillo será el preferible de los diseños equivalentes. El aplicar este principio a un diseño en general y de un puente en particular, dará resultados limpios, simples y puros. A la derecha, en el recuadro azul, puentes que siguen este principio más que sus equivalentes a su izquierda.



Figura 9. El efecto Von Restorff es un fenómeno de la memoria según el cual las cosas excepcionales son más fáciles de recordar que las comunes. Debe tenerse en cuenta que este es un fenómeno puramente asociado a la memoria, por lo que el hecho de que un puente sea más recordado, no necesariamente significa que sea mejor.

ro reconocimiento popular por su apariencia. Este hecho parece responder al principio *preferencia por las formas curvas*, según el cual “la gente tiende a preferir objetos con contornos curvos frente a aquellos con formas angulares o afiladas” [4,5] (figura 5). Sin embargo, aunque los diseños con formas curvas son más atractivos para la mayoría de la gente en contextos neutros, algo que favorecería a los puentes arco en las preferencias populares, los objetos afilados atraen una mayor atención y hacen que pensemos en ellos durante más tiempo. Esto explicaría el reducido número de puentes atirantados (aunque no debemos olvidar que es un tipo más reciente que otros) y como, cuando son reconocidos por su diseño, tienden a serlo por su iconicidad o capacidad de atraer atención como elemento de referencia en el paisaje (y muchas veces empleando además una deliberada asimetría, figura 7). La popularidad de los puentes colgantes, los cuales combinan ambas características (catenarias curvas y torres afiladas), puede estar relacionado con la respuesta a estos principios.

Durante un periodo significativo de la historia de los puentes, la ambición por minimizar los materiales necesarios en su construcción significó que su expresión formal coincidía en gran medida con su funcionamiento estructural, resultando, con algunas excepciones, en apariencias claras y legi-

bles. Hoy en día, la desaparición de las barreras técnicas en el diseño y construcción de puentes lleva a veces a soluciones que resultan, desde un punto de vista estético, excesivas o innecesarias.

El grupo de casos de estudio va desde diseños elegantes de una máxima simplicidad (Stari Most o puente Kintai), que siguen el principio de la navaja de Ockham (“el más simple de los diseños equivalentes será el preferible” [4,5], figura 8), a soluciones más extravagantes (puente de la Torre de Londres, puente Octavio Frias de Oliveira o Helix Bridge), más en línea con el principio del efecto Von Restorff (“los diseños únicos o distintivos son más fáciles de recordar que los comunes” [4,5], figura 9). Esto muestra que no hay una única aproximación al diseño para satisfacer al público no especializado. Sin embargo, los diseños basados en elegancia, simplicidad, armonía o proporciones adecuadas, tienen una mayor probabilidad de convertirse en duraderos desde un punto de vista estético, siendo menos dependientes del gusto. El gusto varía con el momento histórico, los antecedentes culturales, o la realidad geográfica, y está influenciado por una serie de determinantes individuales.

El diseño de puentes debería ser contextual. Una misma solución, aún si tiene un gran atractivo como objeto aislado,

no será apropiada para cualquier localización. Comprender los principios que influyen en la calidad del diseño y en la respuesta positiva del usuario o perceptor, y saber cuándo utilizarlos en distintos escenarios, proveerá al diseñador de las herramientas necesarias para concebir buenos puentes, incluso para que sigan siendo merecedores de tal consideración siglos después de su construcción.

3. CONCLUSIONES GENERALES

Los puentes cruzan barreras físicas, culturales y espirituales, a menudo convirtiéndose en elementos fundamentales del paisaje o incluso iconos. Cada puente es único y relevante. En sus centenarias vidas, serán cruzados o percibidos por infinidad de personas cuya experiencia será dependiente de su calidad.

El valor percibido en su diseño depende notablemente de la calidad de sus detalles y de la experiencia de cruce proporcionada, en especial en el caso de los puentes que serán cruzados a baja velocidad.

La durabilidad estética está, en cierta medida, relacionada con el uso de materiales a su vez durables y diseños que envejecen adecuadamente, asegurando que la apariencia se mantiene, con un régimen de mantenimiento conveniente, suficientemente inalterada durante la vida útil de la estructura. Los buenos diseños deberían, por ejemplo, evitar desde su concepción la necesidad de añadidos posteriores que, para facilitar el mantenimiento, comprometan la intención del diseño.

“Lo bello es la consecuencia de lo correcto” dicta un aforismo japonés [7].

El puente ideal no solo debe ser funcional, estructuralmente coherente, construible, durable y sostenible, sino también estéticamente agradable, adecuado al entorno en el que se localiza, respetuoso con la historia, cultura y sociedad del lugar y con una escala adecuada al problema a resolver. Debe también responder correctamente a sus condicionantes específicos. Llegar a una solución que dé respuesta a todos los parámetros de diseño de una manera satisfactoria, mediante la resolución de múltiples subproblemas de modo simultáneo, incluso a la solución óptima, no debería ser una quimera. Llegar a este rango de soluciones es, en gran medida, la responsabilidad del diseñador de puentes. Y esta responsabilidad crece proporcionalmente a la vida útil de la estructura diseñada.

Referencias

- [1] Dupré, J. (1997) *Bridge: A history of the world's most spectacular spans*, EEUU: Black Dog & Leventhal Publishers.
- [2] Graf, B. (2002) *Bridges that changed the World*, EEUU: Prestel Publishing.
- [3] Mock, E.B. (1949) *The Architecture of Bridges*, EEUU: MoMA.
- [4] Beade Pereda, H. (2017) Principios universales de diseño aplicados a la concepción de puentes, en *VII Congreso de ACHE*, A Coruña, España.
- [5] Beade-Pereda, H. (2017) How to make use of universal principles of design in the bridge design process, in *IABSE Conference: Creativity and Collaboration*, Bath, Reino Unido.
- [6] Koffka, K. (1935) *Principles of Gestalt psychology*, Reino Unido: Lund Humphries.
- [7] Munari, B. (1981) *Da cosa nasce cosa: Appunti per una metodologia progettuale*, Italia: Laterza.

Puente de Colonia-Mülheim sobre el Rin: equilibrio entre la conservación del patrimonio y las estrategias de renovación de estructuras existentes

Rhine Bridge Cologne-Mülheim: balance between engineering heritage and replacement strategies for existing highway bridges

Wolfgang Eilzer^a, Michael Müller^b, Thomas Lehmann^c,
 Rafael Rodríguez Molina^{*d}, Bastian Kratzke^{*e}

^a Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Alemania. Consejero Delegado

^b Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Alemania. Director Dpto. Internacional Puentes

^c Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Alemania. Inspecciones y rehabilitación Puentes

^d ICCP. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Alemania. Ing. de proyectos

^e M. Sc. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Alemania. Ing. de proyectos

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

Cerca de un 40% de los 40000 puentes de la red federal de carreteras de Alemania fueron construidos entre los años 60 y 70, y diseñados para las cargas de tráfico de la normativa de entonces, que además no requería análisis de fatiga. Los emblemáticos puentes sobre el Rin han sufrido especialmente el incremento de cargas y volúmenes de tráfico desde los años 80. Nos encontramos en un momento en el que es clave establecer procedimientos sistematizados para la inspección, evaluación, recálculo y en su caso refuerzo o sustitución de las estructuras existentes. Se expone el ejemplo del sistema alemán, y en particular los aprendizajes adquiridos en la evaluación y renovación del puente de Colonia-Mülheim.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Inspección, mantenimiento, evaluación, monitoreo, renovación, reparación.

ABSTRACT

Around 40% of the 40000 bridges of the German federal highway network were built between 1960 and 1970, and were designed for the traffic loads required in the codes of the time, which did not require a fatigue check. The landmark Bridges over the river Rhine have suffered specially the increase of loads and traffic volume since the 80s. We are facing the challenge of establishing systematic procedures for the inspection, assessment, and strengthening or replacement of existing structures. The example of the German system is presented, particularly the learnings gained with the assessment and refurbishment of Cologne-Mülheim suspension Bridge.

©2022 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

KEYWORDS: Assessment, strengthening, surveying, rating, monitoring, inspection, refurbishment.

1. SIGNIFICADO HISTÓRICO DE LOS PUENTES SOBRE EL RIN

Desde tiempos del Imperio Romano hasta las grandes guerras del siglo XX, “der Vater Rhein” (el padre Rin) ha supuesto en tiempos de guerra un obstáculo natural de gran importancia

estratégica, así como sus cruces han sido y son en tiempos de paz un nexo vital y un símbolo de reconciliación y convivencia. En la actualidad los puentes sobre el Rin son un eslabón importante de la unión de toda Europa. Cada uno de ellos son hitos de la época histórica a la que pertenecen. Cada puente cuenta su propia historia, y también desde el punto

* Persona de contacto / *Corresponding author*: Correo-e / e-mail: rafael.rodriguez@lap-consult.com / bastian.kratzke@lap-consult.com (Rafael Rodríguez, Bastian Kratzke)

de vista de la evolución del diseño y la forma juegan estos puentes un importante papel. Su conservación, rehabilitación o sustitución son grandes retos para la gestión de infraestructuras y para la ingeniería actual.

El primer puente sobre el Rin del cual se tiene constancia histórica es el efímero puente de madera de múltiples vanos cortos que Julio César mandó construir cerca de Coblenza en el año 53 a.C., construido en diez días, y que el propio César mandó destruir dieciocho días después para evitar el cruce de sus enemigos [1]. La misma motivación llevó a la completa destrucción de todos los puentes sobre el Rin durante la Segunda Guerra Mundial. La reconstrucción comenzó inmediatamente después de la guerra, en medio de una gran escasez de materiales en Alemania que imponía conseguir diseños con el máximo ahorro. Esto condujo a avances e innovaciones muy importantes en cada una de las realizaciones que se llevaron a cabo en la segunda mitad del siglo, que quedaron como legado para las siguientes generaciones. Entre ellos destacan diversas contribuciones del equipo de Fritz Leonhardt y Wolfhart Andrä, como el puente colgante de Colonia-Rodenkirchen o la reconstrucción del Colonia-Mülheim tras la guerra, la serie de puentes con cajón metálico de alma llena desarrollados en la década de los años 60, o la familia de puentes atirantados en Düsseldorf.

Ya en los años 80 el aumento del volumen de tráfico hizo necesaria la ampliación de muchos de los puentes existentes, como el de Colonia-Deutz (1979) o el de Colonia-Rodenkirchen (1990). En los últimos años nos enfrentamos al reto de encontrar el equilibrio entre la conservación de estas estructuras icónicas y la renovación de la red de infraestructuras.



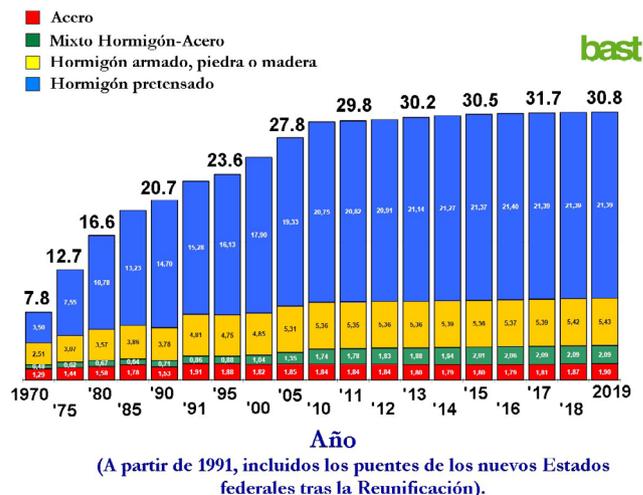
Figura 1. Puente colgante de Colonia-Rodenkirchen, antes de su destrucción en la Segunda Guerra Mundial [2].

2. SITUACIÓN ACTUAL DE LAS ESTRUCTURAS DE LA RED DE CARRETERAS EN ALEMANIA

La mayoría de los puentes sobre el Rin más emblemáticos se integran en la red alemana de autopistas federales, que suma alrededor de 50000 km, siendo una de las redes de mayor densidad de tráfico de Europa. El conjunto de carreteras federales de larga distancia suma casi 40000 puentes con un área total de casi 31 millones de metros cuadrados.

2.1. Registros sobre el estado de conservación de los puentes

La figura 2 muestra el área de puentes de la red federal de carreteras de larga distancia, según material y año, en millones de m² (fuente: BAST [3], imagen editada para traducción y legibilidad). La Figura 3 agrupa los puentes de dicha red por año de construcción, mostrando los porcentajes del total de puentes de la red que fueron construidos en los años correspondientes a cada grupo, separando por colores los puentes de autopistas del resto de puentes de la red (fuente: BAST [3], imagen editada para traducción y legibilidad).



(A partir de 1991, incluidos los puentes de los nuevos Estados federales tras la Reunificación).

Figura 2. Área total de puentes de la red federal de carreteras de larga distancia.

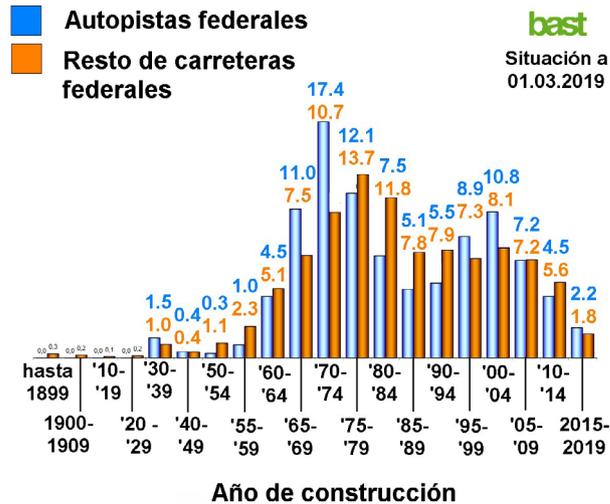


Figura 3. Porcentajes del área total de puentes agrupados por año de construcción

Se puede observar que el 40% de los puentes de autopista de la red cuentan entre 50 y 60 años de antigüedad. Salvo un ligero repunte en el cambio de siglo, ambas figuras muestran que la inversión en nuevos puentes en los últimos 15 años supone solo el 14% del total de puentes existentes. Estos datos, junto con aumento tanto del volumen de tráfico como de las cargas que se han producido desde los años 80, sugieren por sí mismos la importancia de la inversión en inspección, mantenimiento y renovación de estructuras para el futuro inmediato. La BAST (Bundesanstalt für Straßenwesen) es el ente responsable del Sistema

de Gestión de Infraestructuras (BMS), en el cual se integra la evaluación y mantenimiento de estructuras existentes.

La norma DIN-1076 [4] establece la frecuencia y alcance de las inspecciones según los distintos elementos estructurales. Las inspecciones ordinarias se resumen en líneas generales en “Inspecciones sencillas” cada tres años e “Inspecciones principales” cada seis años, y han de ser realizadas según las “Recomendaciones para el registro, evaluación, muestra y gestión de los resultados de las inspecciones estructurales” (RI-EBW-PRÜF, [5]). Las “Inspecciones principales” son inspecciones “manuales” detalladas de todos los elementos estructurales, incluidos los de difícil acceso (interiores de cajones, pilas o pilonos en altura, apoyos) y debe incluir la apertura de elementos de cubrición para la correcta inspección de los elementos estructurales (típicamente para inspección de apoyos, anclajes de cables, etc.).

Como resultado de estas inspecciones, las estructuras reciben mediante un algoritmo estandarizado una nota (Tabla 1) asociada a su estado de seguridad estructural, seguridad del tráfico y durabilidad. En un ejercicio de llamativa transparencia, en la página web de la BASt [3] se encuentra publicada y accesible una relación de más de 50000 estructuras con sus coordenadas y la nota recibida en la última inspección.

TABLA 1. Notas otorgadas a cada estructura tras su inspección en función de su estado de conservación.

Nota	Estado
1.0 – 1.4	Muy buen estado
1.5 – 1.9	Buen estado
2.0 – 2.4	Estado satisfactorio
2.5 – 2.9	Estado suficiente
3.0 – 3.4	Estado no suficiente
3.5 – 4.0	Estado insuficiente

En la Figura 4 se aprecian los porcentajes del total de área de puentes de la red federal de carreteras que caen dentro de cada uno de los grupos por nota anteriores (Fuente: BASt, [3]. Imagen editada para traducción y legibilidad). Se puede observar que cerca del 10% de puentes de la red han recibido una calificación de Estado no suficiente (“nicht ausreichender Bauwerkszustand”) o de Estado insuficiente (“ungenügender Bauwerkszustand”, el matiz de la diferencia entre ambos calificativos no es fácil de traducir).

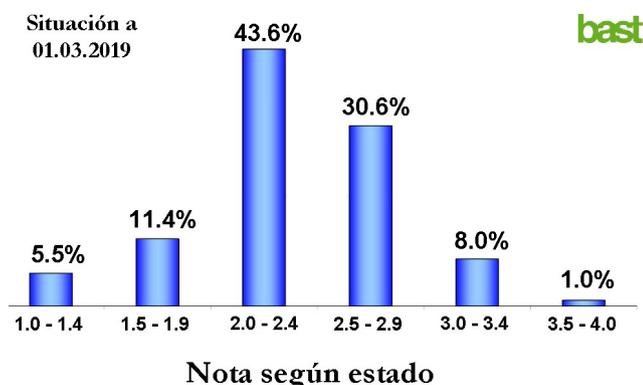


Figura 4. Porcentajes del área total de puentes de la red federal de carreteras en cada grupo de Notas según estado de conservación [3].

2.2. Marco normativo en el campo del análisis de estructuras existentes

Adicionalmente al estado externo de conservación de la estructura, es preciso un análisis de la relación entre la capacidad portante real y la demanda (normativa y/o real) en la actualidad. Ese análisis viene regulado por las Nachrechnungsrichtlinie [6] (en lo sucesivo “NaRiLi”, Recomendaciones para el recálculo) que fueron publicadas en 2011 por el Ministerio federal de tráfico, construcción y desarrollo urbano (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung), y sus posteriores adendas. Las NaRiLi marcaron un hito en esta disciplina, y proveen las directrices para la valoración realista de la capacidad portante y aptitud para el servicio de puentes de carretera existentes, incluyendo los que no fueron diseñados y construidos según las normas actuales. Adicionalmente, provee las herramientas para una toma de decisiones posterior relativamente estandarizada.

Las NaRiLi establecen un procedimiento de evaluación en cuatro niveles, que depende en primer lugar del Modelo de Cargas (Lastmodell, LM) para el cual se quiere comprobar la estructura, siendo el más exigente (el utilizado para el Nivel 1) el actual LM1 de los Eurocódigos. Como se muestra en la figura 5, si la estructura satisface todas las comprobaciones de estados límite según los Eurocódigos actuales para el modelo de cargas actual, se le otorga a la estructura la Clase A. En caso de no cumplir con alguno de los requerimientos de los Estados Límite, es preciso un recálculo en segundo nivel. Las NaRiLi permiten para este Nivel 2 ciertas desviaciones de la normativa actual, como por ejemplo diferentes factores parciales de seguridad o menores ángulos de inclinación de la biela en la comprobación a cortante. Si la estructura satisface así las comprobaciones de los Estados Límite, recibe la calificación de Clase B. Si por el contrario las comprobaciones no son satisfechas, existe la posibilidad de efectuar un nuevo recálculo para un nivel de cargas reducido (como las distintas versiones de los modelos BK60 o BK30 de las versiones antiguas de las normas DIN) con la consiguiente limitación de tráfico en la estructura o reducción de su vida útil residual, recibiendo la calificación de Clase C si cumple así con los requerimientos de los Estados Límite.

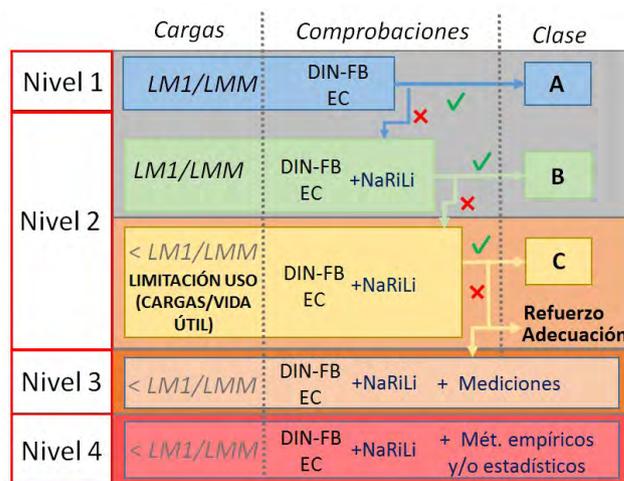


Figura 5. Distintos niveles de cálculo y Clases resultantes según las NaRiLi [6].

Si la estructura no supera los requerimientos para una calificación de Clase 3 es preciso un refuerzo o adecuación de la misma, tras el cual es preciso un nuevo recálculo que la sitúe en una de las tres clases anteriores, o bien se pueden llevar a cabo los niveles 3 y 4 de recálculo. Previo acuerdo de la administración y el ente propietario de la estructura, se puede efectuar el Nivel 3, para el cual se permite la consideración de los resultados de mediciones sobre la estructura (como deformaciones reales bajo las cargas actuales que solicitan la estructura, o resistencias reales deducidas de ensayos sobre probetas extraídas de la estructura). Por último, el Nivel 4 añade la posibilidad de considerar enfoques derivados de la investigación que aún no han sido integrados en la normativa.

En este marco se encuadran los casos que se exponen a continuación, que ejemplifican algunas de las experiencias de la oficina Leonhardt, Andrä und Partner (LAP) en los distintos servicios de ingeniería relacionados con el monitoreo, auscultación, mantenimiento, recálculo, refuerzo o reemplazo de puentes existentes, en este caso todos ellos sobre el Rin, que se expondrán en publicaciones paralelas a esta (figura 6, mapa tomado de [7], editado).

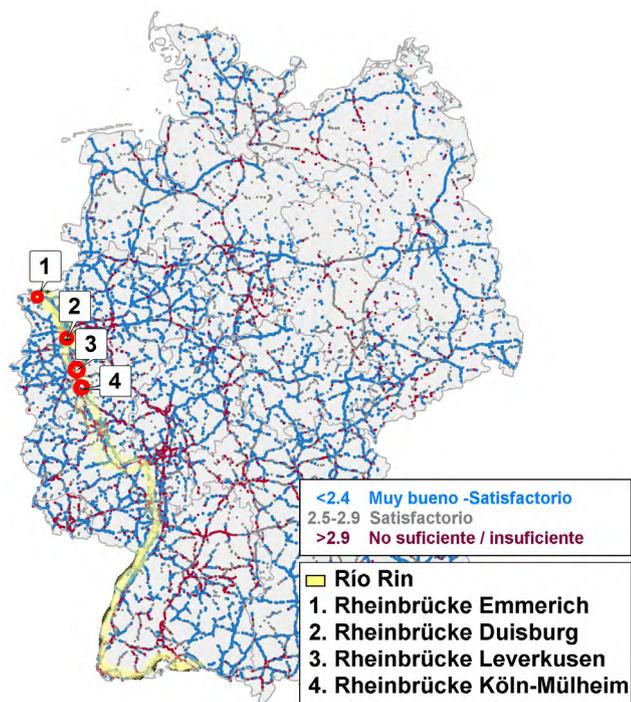


Figura 6. Puentes de la red federal según estado de conservación [7] y ubicación de los ejemplos.

3. RECÁLULO Y ADECUACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RIN DE COLONIA-MÜLHEIM

El primer puente colgante de Colonia-Mülheim fue terminado en el año 1929, pero fue destruido por un bombardeo aéreo en 1944. Su reconstrucción, según diseño de Fritz Leonhardt, se terminó en 1951 (figura 7). Se trata de un puente colgante de luces 85-315-85 metros (figura 8), con 27.74 m de ancho, con los cables principales anclados al terreno en los

estribos. Tanto el original como el reconstruido tenían una gran similitud con el Puente de Colonia-Rodenkirchen (también proyectado por Fritz Leonhardt, este sin embargo con 378 m de luz), unos 10 km aguas arriba. El Colonia-Mülheim es el primer puente de Alemania con tablero de losa ortótropa, y llegó a ahorrar más de la mitad del acero en tablero respecto del puente original.

La sección transversal (figura 8) consta de dos vías de tranvía centrales, dos carriles de carretera a cada lado, y sendas aceras para peatones y ciclistas. Estructuralmente se resuelve con una losa ortótropa que descansa sobre vigas transversales, que transmiten las cargas a dos vigas longitudinales principales situadas en la vertical de los cables principales. En la renovación llevada a cabo en 1974 se añadieron las dos vigas de reparto longitudinales bajo los bordes de las vías de ferrocarril y los marcos de rigidización transversal.

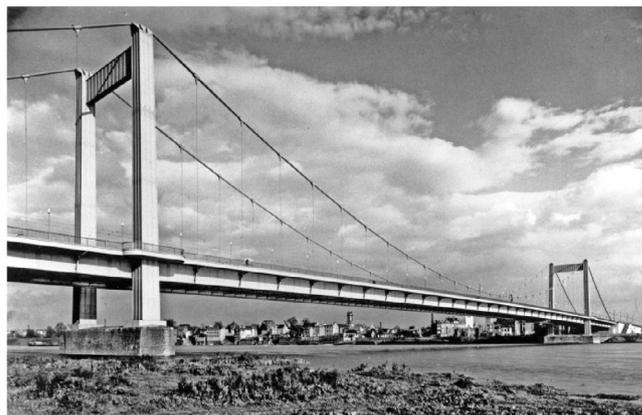


Figura 7. Vano principal del puente Colonia-Mülheim en torno a 1952 (LAP).

Las inspecciones realizadas en el marco de la DIN 1076 identificaron repetidos daños en los pernos de las uniones de las vigas longitudinales de reparto añadidas en 1974 con las vigas transversales (figura 10). Dichas vigas fueron diseñadas sin tener en cuenta los esfuerzos que recibirían por colaboración en el comportamiento global del tablero. Los trabajos de recálculo en el marco de las NaRiLi y las actuaciones posteriores fueron encargadas a LAP (información más extensa en [8, 9]).

3.1. Recálculo de fatiga

En un primer recálculo de Nivel 1 se identificó que a pesar de las vigas de reparto añadidas en 1974 la capacidad de las vigas transversales con anclajes de péndolas era insuficiente frente al modelo de cargas LM1. Se identificaron tensiones por encima de lo admisible en cerca de un 80% de la longitud del puente, y se identificaron incumplimientos de los estados límite de fatiga en el ala inferior de las vigas de reparto bajo el ferrocarril para el modelo de cargas de fatiga 3.

Para el recálculo de fatiga de Nivel 2 se consideró en primer lugar el Modelo de carga de fatiga 4 con acumulación de daño, para categoría de tráfico 2 (media distancia) de las NaRiLi [6], junto con las cargas del vagón de tranvía asumiendo una ocupación del 66%. Sin embargo, la probabilidad de coincidencia del tráfico de carretera con el tranvía quedaba fuera



Figura 8. Puente colgante de Colonia-Mülheim, 2017 (fotografías: Bastian Kratzke).

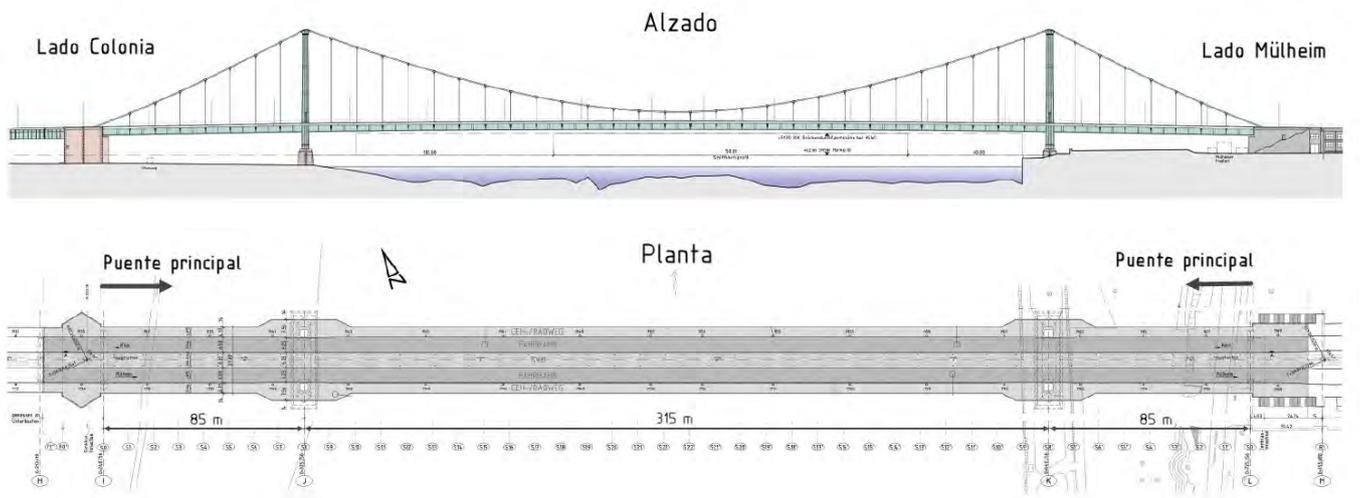


Figura 9. Alzado y planta del puente principal Colonia-Mülheim (LAP).

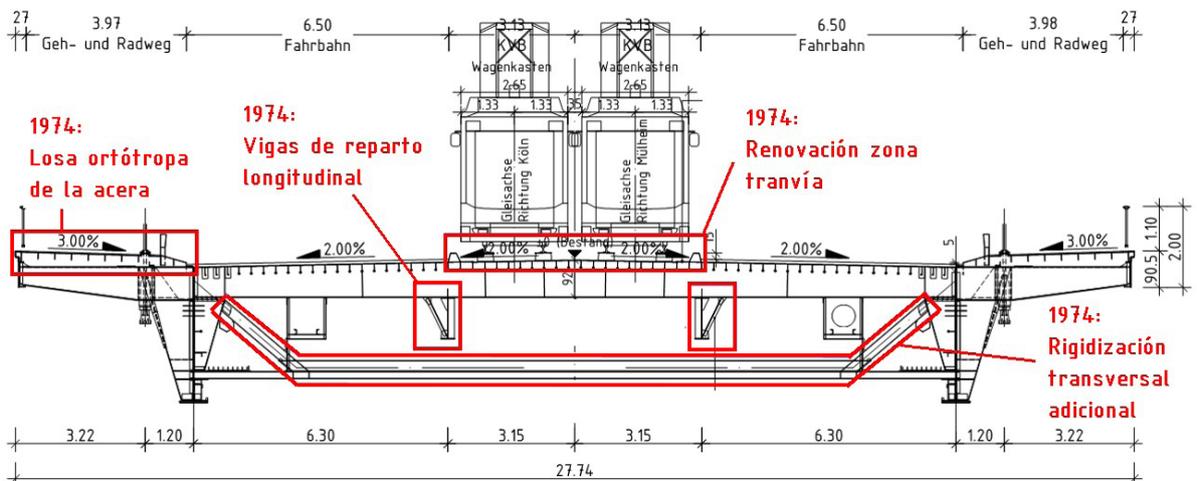


Figura 10. Sección transversal del puente Colonia-Mülheim, con los añadidos de 1974 (LAP).



de los escenarios contemplados por las NaRiLi. Analizando los horarios de trenes desde 1959 hasta 2013 se pudo estimar una frecuencia de 65500 trenes por vía al año (131000 para las 2 vías). Igualmente, los registros de tráfico de carretera permitían estimar alrededor de 600000 vehículos pesados del tipo 2 cada año. Ante la falta de datos combinados, se decidió asumir del lado de la seguridad la coincidencia del camión en cada paso del ferrocarril, y el resto de camiones actuando aisladamente. Se identificaron así problemas de fatiga en los marcos transversales, en las vigas transversales y las vigas longitudinales principales, especialmente en su ala inferior, que disponía perfiles angulares roblonados al alma y ala inferior (figura 11).

Tras los resultados insatisfactorios obtenidos del análisis de Nivel 2, las NaRiLi plantean, como alternativa al reemplazo de los elementos afectados, el análisis de Nivel 3 (figura 5). El nivel de daño acumulado (según el modelo de acumulación de daño de Palmgren/Miner recogido en el Eurocódigo EC1993-1-9) arrojado por los cálculos no se correspondía con las deficiencias, más limitadas, observadas en las inspecciones, por lo que se acordó con la administración propietaria del puente abordar un cálculo de Nivel 3.

Se repartieron a lo largo de distintos puntos del tablero un total de 48 extensómetros (figura 13) en los elementos que se habían mostrado deficitarios en los cálculos, y se realizaron diversas mediciones con el puente cerrado al tráfico, bajo cargas de camiones de distintos tipos, así como de trenes sobre la línea de ferrocarril, individualmente y también junto con los camiones. Adicionalmente se colocaron cámaras en el pilono, que una vez abierto el puente de nuevo al tráfico permitían identificar a tiempo real la correspondencia entre las tensiones deducidas de la medición de los extensómetros con el paso de los distintos tipos de vehículos (figura 14).

Además del análisis de los tipos de vehículos y sus frecuencias, estas mediciones permitían calibrar en el modelo las rigideces de

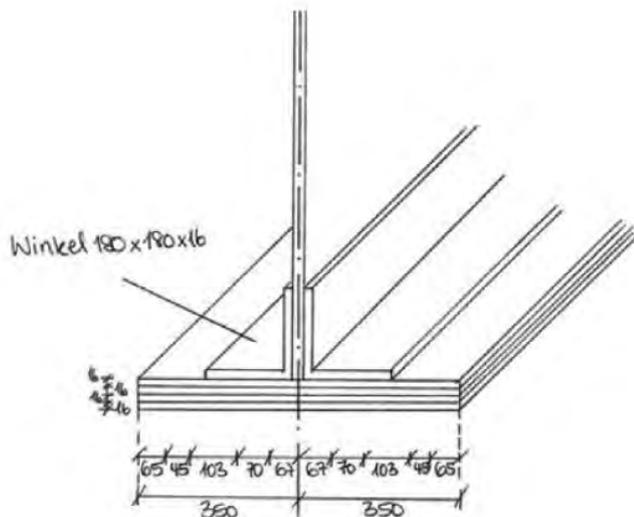


Figura 11. Ala inferior de las vigas longitudinales principales (LAP).

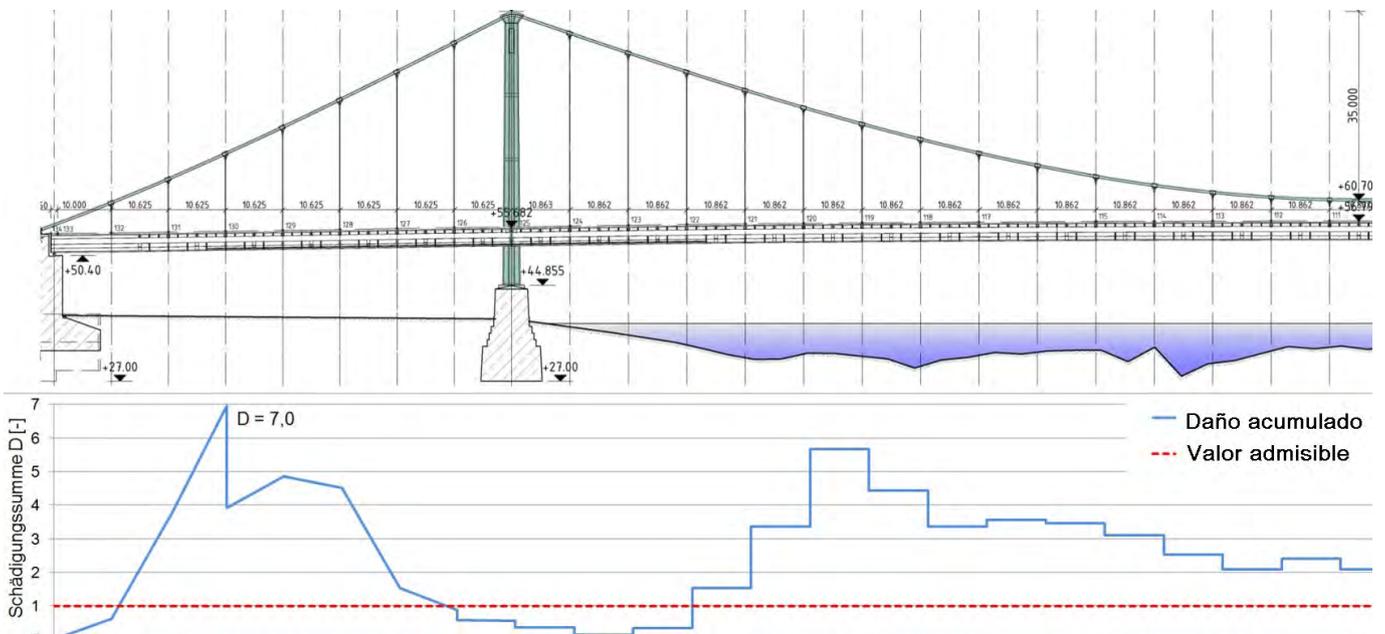


Figura 12. Daño pasado acumulado para el ala inferior de las vigas principales (LAP).

algunas uniones y analizar las tensiones dinámicas en relación con los valores de cálculo estático. Tras el análisis de cuatro meses de mediciones se pudo llegar a la conclusión de que el modelo de cargas de fatiga considerado en el Nivel 2 era muy conservador, por lo que se decidió elaborar un modelo de carga de fatiga adaptado a la estructura a partir de datos reales registrados, lo cual plantea el reto de conseguir un modelo que cubra la realidad del lado de la seguridad, sin ser excesivamente conservador.



Figura 13. Extensómetros colocados en el tablero (LAP).

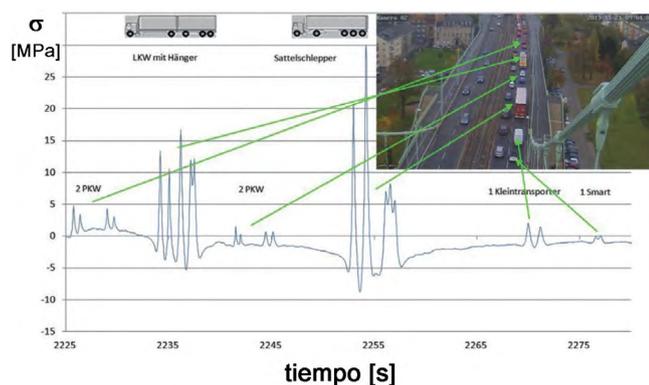


Figura 14. Análisis de tensiones registradas y correspondencia con vehículos reales (LAP).

A su vez, el modelo había de ser lo suficientemente sencillo como para hacer abordable el cálculo. Para ello se tomaron como base los mismos modelos de carga utilizados en el cálculo de Nivel 2, calibrando el número de pasadas para obtener un daño acumulado equivalente a partir de las medidas de tensiones reales registradas. Los cerca de 450 vehículos diarios registrados con pesos de entre 2.5 y 50 toneladas fueron representados por un camión de 30 toneladas con una frecuencia de 52 vehículos por día (que con el factor de seguridad de 1.5 del modelo de carga resulta en 80 camiones diarios). Para la previsión a futuro, se consideraron los tranvías un 50% más largos como provisión ante el eventual aumento del volumen de viajeros, y se multiplicó por dos la probabilidad de ocurrencia de casos extremos como la ocupación simultánea de las dos vías.

Con este modelo de cargas de fatiga se obtuvo, para el mismo detalle crítico al que se refieren las figuras 11 y 12, un valor de daño de $D=0.24$ (comparado con el $D=7.0$ del cálculo Nivel 2). Para poder aceptar semejante diferencia fue preciso hacer una evaluación realista del daño acumulado en el pasado. El análisis de los registros históricos de volumen de tráfico sobre el puente (figura 15) deja ver la influencia sobre

el volumen de tráfico de distintos factores que a priori pueden escaparse del análisis. La línea roja discontinua muestra la estimación del tráfico real en el puente a lo largo de los años. Entre el año 55 y el 60 se observa una importante crecida del volumen de tráfico, interrumpida tras la apertura en 1966 del puente Zoo, menos de 3 km aguas arriba. La renovación de la Wiener Platz en 1992 afectó nuevamente a la distribución del tráfico y al volumen de vehículos sobre el puente. Estos volúmenes quedan muy por debajo de los establecidos por las NaRiLi para las carreteras de larga distancia (línea verde, que si se correlaciona bien con los puntos cercanos de las autopistas BAB1 y BAB-3) e incluso de los valores de la NaRiLi para tráfico de proximidad (línea azul).

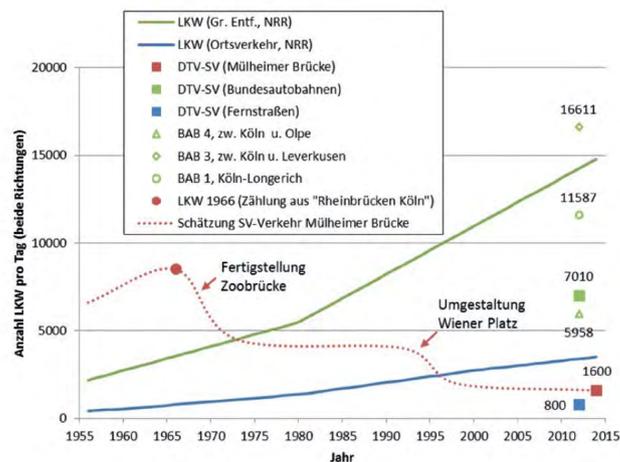


Figura 15. Volumen de tráfico sobre el puente Colonia-Mülheim comparado con los establecidos en las NaRiLi [10].

3.2. Refuerzos a ejecutar

Además del análisis a fatiga expuesto, el resto de análisis sobre el puente (más información en [8] y [9], en alemán) llevaron a la decisión de realizar distintos refuerzos. Se decidió sustituir las vigas longitudinales de reparto añadidas en 1974 por celosías diseñadas esta vez no sólo como viga de reparto si no como elemento colaborante en el comportamiento global. Estas celosías pueden observarse ya modelizadas en la figura 16 (en un complejo modelo con la losa ortótropa modelizada mediante láminas, por la dificultad para determinar los anchos eficaces de la misma para cada caso de carga, al trabajar como ala superior de estas celosías y resto de elementos longitudinales).

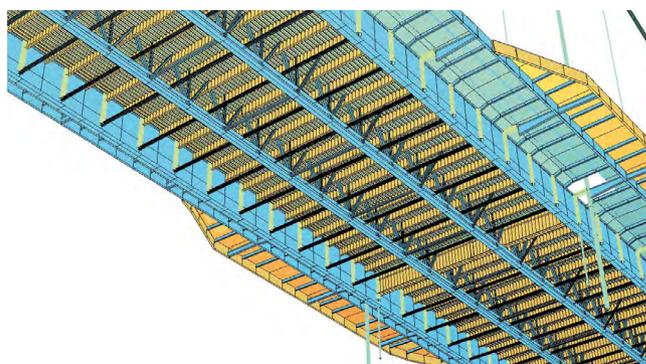


Figura 16. Modelo de cálculo integrando los elementos de refuerzo (LAP).

Así mismo, las vigas transversales con anclaje a las péndolas necesitan también un refuerzo. Sin embargo, se optó por disminuir su sollicitación a base de reforzar las vigas transversales adyacentes, para evitar que un refuerzo de las primeras resulte en una aún mayor sollicitación debido al aumento de rigidez.

Se llevará a cabo una completa sustitución de todas las péndolas (de cable cerrado), manteniendo el tráfico en la estructura, sustituyendo también los anclajes al tablero por nuevos anclajes con un diseño que mejora su durabilidad y facilidad de inspección.

Por último, se renovará y ampliará la zona de las aceras en el entorno de los pilonos, y se renovarán las instalaciones de los pilonos (escaleras, plataformas, iluminación) así como la pintura de protección frente a la corrosión en todo el puente y las capas de rodadura. Se realizarán reparaciones menores, como reparaciones de fisuras detectadas en algunas soldaduras, sustitución de algunos tornillos, etc.

A falta de inspeccionar los anclajes en estribos de los cables principales (que quedaba fuera del alcance de los trabajos expuestos) las medidas propuestas conferirán al puente Colonia-Mülheim 100 años más de vida útil.

4.

CONCLUSIONES

La situación de los puentes que forman parte de las redes de infraestructuras de toda Europa hace necesaria la implementación de procedimientos sistematizados para su inspección, registro, toma de decisiones y eventual renovación o sustitución. El ejemplo del Puente Colonia-Mülheim, en el marco normativo y administrativo alemán, ilustra como un sistema de este tipo, junto con una necesaria competencia técnica y voluntad de acuerdo y trabajo en equipo de las administraciones y las oficinas de diseño, permite conservar estructuras que son hitos de la historia y la ingeniería.

Referencias

- [1] L. Fernández Troyano, Tierra sobre el agua. Visión histórica universal de los puentes, CICCIP, España, 1999, 171-173.
- [2] F. Leonhardt et al., Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen, Ernst & Sohn, 1952.
- [3] www.BASt.de > Brücken- und Ingenieurbau > Statistik, Bundesanstalt für Straßenwesen - BASt, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2019.
- [4] Normenausschuß Bauwesen (NaBau), DIN 1076: 1999-11, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1999.
- [5] Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF), Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Alemania, 2007.
- [6] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Alemania, 2011.
- [7] www.welt.de/politik/interaktiv/bruecken/ deutschlands-bruecken-wettlauf-gegen-den-verfall.html, elaborado a partir de los datos de [3] para el año 2016.
- [8] B. Kratzke, H. Uphoff, S. Hanke, Instandsetzung und Ertüchtigung des Mülheimer Brückenzuges in Köln, Stahlbau 87, Heft 8 (2018) 759–768.
- [9] B. Kratzke, Ertüchtigung der Brücke Köln-Mülheim, 17. Symposium Brückenbau Leipzig, Ausgabe 1/2 (2017), 26–31.
- [10] K. Geißler, R. Stein, A. Reichardt, Monitoring Rheinbrücke Köln-Mülheim, Messbericht der GMG Ingenieurgesellschaft mbH., Berlin, 2014.

Reemplazo de dos puentes atirantados sobre el Rin: el puente de Leverkusen y el puente de Duisburg

Replacement of the Cable-Stayed Bridges over the River Rhine in Leverkusen and Duisburg

Wolfgang Eilzer^a, Michael Müller^b, Marc Schumm^b, Martin Romberg^c,
Rafael Rodríguez Molina^{*,d}, Fernando Gutiérrez Manzanedo^d

^a Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG. Consejero Delegado

^b Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG. Director Dpto. Internacional Puentes

^c Dipl. Ing. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG. Jefe de proyectos

^d ICCP. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG. Ingeniero de proyectos

Recibido el 11 de agosto de 2020; aceptado el 9 de abril de 2021

RESUMEN

Los puentes atirantados de Leverkusen y Duisburg-Neuenkamp se terminaron de construir en 1965 y 1970 respectivamente. Ambos son puentes de cajón metálico con losa ortótropa, de los primeros en ser soldados casi en su totalidad. Ambos son también cruces emblemáticos sobre el Rin, hitos de la historia de la ingeniería de puentes. Diseñados para unas cargas y volúmenes de tráfico muy inferiores a los que han soportado durante décadas, vienen registrando desde hace años daños y reparaciones asociados a la fatiga. Ante las proyecciones de tráfico futuras, ambos puentes requieren con urgencia el reemplazo por nuevos puentes, asegurando el mantenimiento del tráfico en todas las fases de la construcción.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Fatiga, losa ortótropa, atirantado, reemplazo, ripado, empujado.

ABSTRACT

The Leverkusen Bridge and the Duisburg-Neuenkamp cable stayed bridges were completed in 1965 and 1970 respectively. Both are steel box girders with steel orthotropic deck, being among the first-world bridges to be almost completely welded. Both Rhine crossings are also historical milestones in bridge engineering. They were designed for loads and traffic volumes remarkably lower than the ones they have been bearing for decades. In the last years, several damages caused by fatigue have been recorded and repaired. Provided the near future traffic prognoses, both bridges need an urgent replacement by new bridges, ensuring that the traffic flow is not disrupted at any moment during construction.

©2022 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

KEYWORDS: Fatigue, orthotropic deck, cable-stayed, replacement, launching.

1. INTRODUCCIÓN

El río Rin ha sido desde la antigüedad hasta nuestros días un importante obstáculo natural en tiempos de guerra, y los puentes que lo cruzan un elemento clave para la comunicación y comercio entre ambas márgenes, constituyendo un símbolo de

reconciliación y convivencia. La mayoría de ellos se integran en la red alemana de autopistas federales, que suma alrededor de 50 000 km, siendo una de las redes de mayor densidad de tráfico de Europa.

El 40% de los puentes de la red cuentan entre 50 y 60 años de antigüedad. Su conservación, rehabilitación o sustitución

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: rafael.rodriguez@lap-consult.com (Rafael Rodríguez Molina).

son grandes retos para la gestión de infraestructuras y para la ingeniería actual. En [1] se profundiza en este marco histórico y normativo, exponiendo el sistema alemán de gestión de estructuras existentes.



Figura 1. Localización del Puente sobre el Rin en Leverkusen (Imagen: Staßen NRW, editada)

2. PUENTE SOBRE EL RÍO RIN EN LEVERKUSEN

2.1. El puente existente

La actuación se engloba en la ampliación 4.55 km de la autopista A1 y cierra la renovación del cruce Leverkusen-Oeste y la adaptación del cruce Köln-Niehl (figura 1), dependiente de la Oficina Estatal de Carreteras de Renania del Norte-Westfalia, como parte de la Administración Federal. La autopista A1 es un eje de tráfico de gran relevancia a nivel europeo. El aumento de volumen de tráfico pronosticado para 2030 en este tramo requiere su ampliación a ocho carriles, cuatro por sentido.

El puente original fue terminado en 1965. Se trataba de un puente atirantado con una luz principal de 280 m y un ancho de 37.1 m, con dos pilonos metálicos de 49.30 m de altura y tablero metálico, con tan solo cuatro parejas de cables por pilono (dos parejas hacia cada vano, figura 2). Fue diseñado con dos carriles por sentido para 40 000 vehículos diarios.

El aumento del tráfico en los años 80 ya obligó a una primera ampliación a tres carriles por sentido en 1986 a costa de los arces, con el consiguiente aumento de las cargas. Además, el peso medio de los camiones ha aumentado desde su construcción inicial de 24 t a 44 t. En la actualidad se superan los 120 000 vehículos diarios, de los cuales 15 000 son camiones [2].

Ya poco después de la puesta en servicio se identificaron daños causados por tensiones residuales en algunas soldaduras de los rigidizadores de la losa ortótropa con las vigas transversales, registrándose ya en 1975 una cierta acumulación de daños, llevándose a cabo en 1990 la reparación de cerca de 12 000 defectos [3]. En 2007 las inspecciones realizadas en el marco de la norma DIN 1076 le otorgaron una calificación de 3 ("Estado no suficiente") [1]. Desde entonces se han venido realizando de manera continuada reparaciones de fisuras en distintos elementos de la estructura metálica, especialmente en los anclajes de cables y en elementos transversales. En 2010

se identificó la propagación de dichos daños a elementos longitudinales principales. En 2012 se cerró el puente al tráfico de vehículos pesados durante 3 meses, para una inspección exhaustiva. Tras la reparación de los daños más urgentes se monitorizó el puente y se abrió de nuevo al tráfico con limitaciones para vehículos pesados.

Como resultado, se inició un proceso urgente que debe cerrar una primera etapa a finales de 2020, con la apertura al tráfico de la primera calzada de un nuevo puente que reemplace al existente. Esta calzada, de 34.15 m de ancho entre barreras, permitirá la adecuación de seis carriles incluso durante trabajos de inspección o mantenimiento de los cables. Una vez terminada se prevé su apertura al tráfico y desmantelación del puente existente, para la posterior construcción en su lugar de una segunda calzada gemela de la primera.



Figura 2. Puente original sobre el Rin en Leverkusen (foto: A.Savin, Wikimedia Commons).



Figura 3. Propuesta de Leonhardt, Andrä und Partner para el concurso del nuevo puente (LAP).

2.2. Proyecto del nuevo puente

En 2018 se sacó a concurso el diseño preliminar del nuevo puente. La propuesta de Leonhardt, Andrä und Partner (LAP) consistía en un solo pilono para cada calzada, configurando dos puentes asimétricos que resultan en un conjunto simétrico al superponerse ambos alzados (figura 3). El diseño adjudicatario resultó ser el propuesto por la oficina alemana Ingenieurbüro Grassl GmbH, que destaca por el diseño en forma de A de los pilonos para calzada (figura 4). Posteriormente se procedió al



Figura 4. Diseño conceptual definitivo (foto: Landesbetrieb Straßenbau NRW).

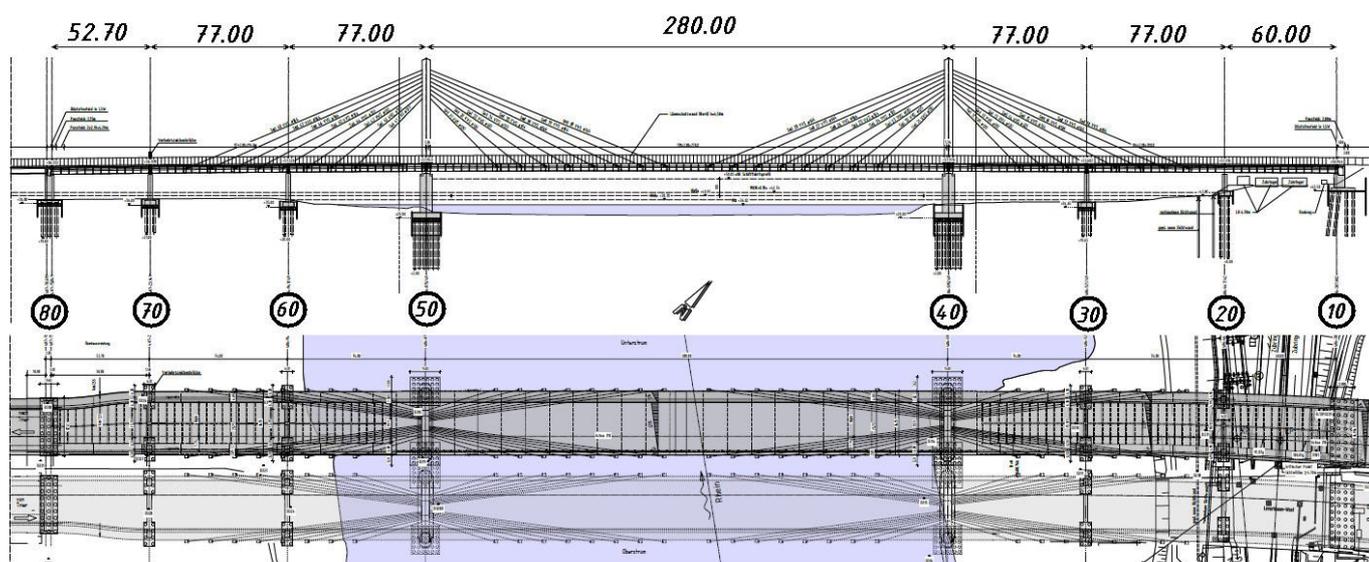


Figura 5. Alzado y planta del nuevo puente sobre el Rin en Leverkusen (LAP).

concurso para el proyecto de detalle y construcción, que fue adjudicado a Porr Deutschland GmbH en colaboración con Leonhardt, Andrä und Partner.

Precedidos en la margen izquierda de sus respectivos puentes de acceso de 377 m de longitud total, los puentes que cruzan el Rin para cada calzada suman cada uno casi 690 m de longitud total, con luces de 60+74+74+ 280+74+74+52.7 metros (figura 5). La superestructura de cada calzada consta de dos cajones metálicos laterales y una viga metálica central, unidos por vigas transversales separadas 4.30 metros.

La losa en el vano principal se resuelve mediante losa ortótropa metálica, mientras que en los vanos laterales se dispone una losa de hormigón de 35 cm de espesor que confiere un comportamiento mixto al tablero, y compensa de cara a la flexión del pylon las cargas permanentes del vano principal, más largo que el conjunto de los vanos traseros. Los pilonos están formados por cajones metálicos que se unen en la parte superior formando una A, y están rígidamente unidos al tablero,

descansando el conjunto sobre apoyos en las pilas. En la parte superior de los pilonos se anclan 16 parejas de cables (ocho hacia cada vano), anclándose cada una al tablero en consolas exteriores a los cajones (figura 6).

Para el diseño y ejecución de las cimentaciones hubo de prestar especial atención, como es habitual en los proyectos de la zona, a la posibilidad de encontrar restos de materiales explosivos de la II Guerra Mundial.

El diseño y ejecución de las cimentaciones se ve afectado adicionalmente por las necesarias medidas de protección ante el impacto de embarcaciones, así como por la posible afección a las mismas por suelos contaminados por los depósitos de residuos de las potentes industrias químicas y farmacéuticas de la zona.

2.3. Proceso constructivo

El proceso constructivo se ve determinado por el plazo tan estricto ya indicado, por el cual debe realizarse en primer lugar

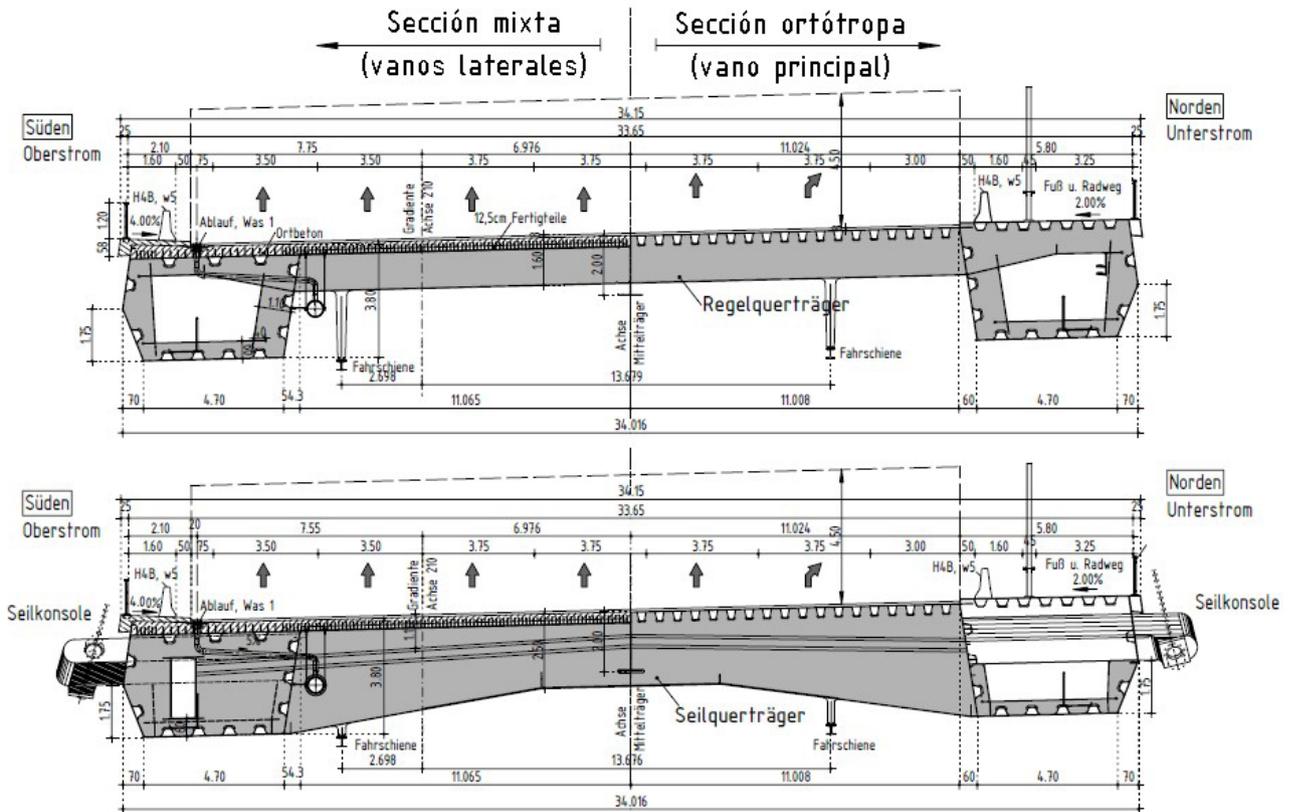


Figura 6. Secciones transversales por viga transversal típica y por viga de anclaje de cables (LAP).

la calzada de aguas abajo (Norte) para derivar el tráfico del puente existente una vez la primera calzada esté terminada.

La afectación al canal de navegación del Rin ha de limitarse, obligando obviamente a una construcción en voladizo, pero permitiendo la colocación de dovelas (de 12.90 m) mediante grúas flotantes (o grúas sobre pontonas).

Como se aprecia en la planta (figura 5), entre los ejes 10 y 20 en la margen derecha, el puente cruza sobre la autopista federal BAB 59. Para reducir al mínimo el impacto sobre el tráfico de esta autopista, los 137 primeros metros de estructura metálica (entre los ejes 10 y 30 en posición final) se montarán entre los ejes 40 y 20 con ayuda de 6 pares de pilas provisionales (con un vano máximo de 25.50 m). Una vez soldados los distintos tramos, se desaparecen los apoyos de tres de los ejes provisionales, y se empuja el tablero algo más de 50 m hacia el estribo del lado Este sobre apoyos deslizantes situados bajo el alma interior de cada uno de los dos cajones de cada sección, hasta salvar 54.85 m de luz sobre la autopista BAB 59 y alcanzar su posición definitiva (en realidad hasta una posición 250 mm más hacia el Este).

A continuación, se monta el resto de la estructura metálica hasta el eje del pilono (eje 40), se colocan las prelasas prefabricadas colaborantes y se hormigona el resto de la losa de la sección mixta por fases. En la margen izquierda el montaje de la estructura metálica se realiza en su posición definitiva, también con ayuda de pilas provisionales que limitan la luz de los tramos biapoyados a un máximo de 26.40 m. El montaje es análogo al proceso posterior al empuje en la margen derecha.

Tras la ejecución de los vanos laterales se procede al montaje de los pilonos, y a continuación comienza el avance en

voladizo para el vano principal. Dado que los cables son de tipo cable cerrado (la mitad de ellos, los más cortos, de diámetro 120 mm, y la otra mitad, los más largos, de diámetro 164 mm) es preciso conferirles una fuerza de tesado mínima del 42% de su capacidad última, para asegurar la correcta imbricación de los alambres exteriores. Para los primeros cables este tesado se hace tras la colocación del segmento que soportan (de 37.75 m en el caso de los primeros segmentos). Para el resto de cables (excepto los últimos), el tesado al 42% se efectúa con un segmento de retraso, tras la colocación del segmento siguiente al que soportan, por ser este el momento de mayor carga sobre el cable. Los últimos cables se tesan tras soldar la dovela de cierre, ya sobre el sistema del puente cerrado. Durante el proceso de tesado de algunos de los cables, para evitar la descarga excesiva de los cables previamente tesados, y para reducir momentos flectores en el tablero, es preciso proveer cierto lastre temporal sobre el tablero (hasta un máximo de 188 toneladas en cada voladizo).

Las dovelas se colocan mediante grúas sobre pontonas. En primer lugar se coloca el segmento mediante ménsulas provisionales instaladas sobre la chapa superior del segmento a colocar, que se apoyan sobre el anterior, justo sobre ambas almas de cada uno de los dos cajones, y sobre el alma de la viga central, para asegurar la transmisión de la carga vertical.

Junto a estas ménsulas se disponen chapas verticales en cada segmento, que se unen mediante platabandas atornilladas que resisten las tracciones derivadas del momento flector entre ambos segmentos. Las compresiones se transmiten en la zona inferior mediante gatos horizontales, que permiten ajustar la geometría. De esta manera se consiguen instalar cada

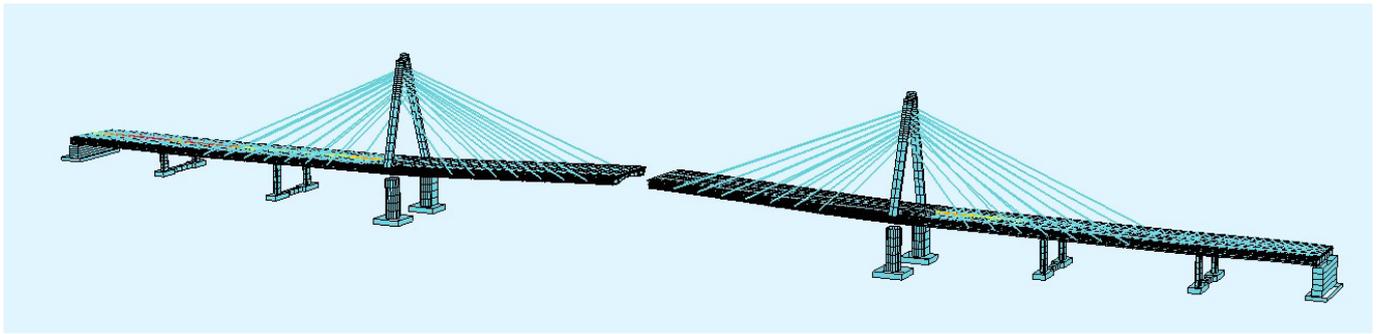


Figura 7. Modelo global para el proceso constructivo. Deformaciones afectadas de un factor de 10. (LAP).



Figura 8. Puente existente de Duisburg-Neuenkamp sobre el Rin (foto: Deges).

segmento en prolongación con la tangente del anterior. Una vez se conectan estas uniones, se libera la carga de la grúa y se procede al tesado de los cables del segmento anterior, que habían sido instalados hasta una carga inicial parcial, esta vez hasta un 42% de su capacidad última. Tras 12 horas a este nivel de carga, bajo la cual quedan imbricados los alambres externos del cable cerrado, se reajusta de nuevo la tensión en el cable (generalmente se relaja) hasta la longitud final teórica del cable (controlando fuerza en cables y también deformación en tablero). A continuación, se procede al soldado completo del segmento instalado, y a la posterior inspección de las soldaduras. Seguidamente se traslada hacia el segmento siguiente el carro de avance inferior con los equipos para la instalación y tesado de los cables, mientras se ejecutan en paralelo las soldaduras de los rigidizadores trapezoidales en todo el perímetro de la sección. Una vez finalizadas las operaciones se liberan los apoyos de las ménsulas y llaves temporales y se reinicia el ciclo para el segmento siguiente. Para el cierre del vano principal, tras la colocación de la dovola de cierre, se empuja todo el lado Este del tablero 150 mm en dirección Oeste (el lado Este del tablero se coloca tras el empuje 250 mm movido hacia el Este respecto de su posición final, y se empuja 100 mm hacia el Oeste al unirlo con la viga transversal del pylon, quedando 150 mm de apertura pendiente para el cierre central).

A finales de 2019 se encuentra finalizado el diseño de detalle e ingeniería de construcción para la primera calzada, y se encuentra en desarrollo el proyecto para la segunda. La construcción avanza con la subestructura Norte casi terminada.

3. PUENTE DE DUISBURG-NEUENKAMP

3.1. *El puente existente*

El puente Duisburg-Neuenkamp se terminó de construir en 1970 para el cruce del Rin de la autopista A40, que conecta la región del Ruhr con el Bajo Rin y con Holanda, por lo que es un eje clave para la economía local. Se trata de un puente atirantado de ocho vanos y 777.4 m de longitud total, con un vano principal de 350 m de luz. El tablero metálico consiste en una losa ortótropa de 36.3 m de ancho total, sostenida por un cajón central bicelular de 12.7 metros de ancho y jabalcones laterales. Los pilonos son mástiles metálicos centrados con el tablero, en los cuales se anclan seis grupos de cables (tres hacia cada vano).

El puente original fue diseñado para 30 000 vehículos diarios, siendo el volumen actual de tráfico de más de 100 000, y

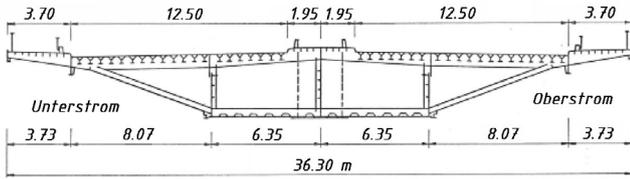


Figura 9. Sección transversal del puente existente de Duisburg-Neuenkamp (LAP).

la proyección para 2030 de más de 125 000. En 1993 se identificaron los primeros daños en la losa ortótropa y en las soldaduras de sus rigidizadores con las vigas transversales, que fueron reparados por primera vez en 1996 y de nuevo en 2010/2011 (en cerca de 1800 localizaciones [3]). En esta última campaña se repararon además daños en elementos transversales. En los últimos años se han identificado daños en la unión de los

jabalcones con el cajón central, debidos a desgarro laminar en la parte inferior de las almas (de 12 mm de espesor) a nivel de la soldadura de las cartelas de la unión. Estos daños han sido a su vez el foco de propagación de nuevas fisuras de fatiga. En [3] se pueden observar imágenes y descripciones detalladas de todos estos daños y sus reparaciones.

Análogamente al puente de Leverkusen, el puente de Duisburg-Neuenkamp se encuentra actualmente abierto al tráfico con solo cuatro carriles (para más de 115 000 vehículos diarios), bajo monitorización, reparaciones frecuentes y limitaciones permanentes al tráfico pesado, por lo que su sustitución por un nuevo puente con 8 carriles es obligada y urgente.

3.2. Proyecto del nuevo puente

La gestión del proyecto en nombre del nombre del gobierno federal y del estado de Renania del Norte-Westfalia corre a

A. Puentes atirantados de dos torres simétricas, dos puentes con calzadas separadas



B. Puente atirantado de dos torres simétricas con calzada única



Figura 10. Estudio de soluciones para el nuevo puente de Duisburg-Neuenkamp (LAP).

C. Puentes colgantes autoanclados, dos puentes con calzadas separadas



D. Puentes atirantados asimétricos de una torre, dos puentes alternos con calzadas separadas



E. Puentes arco, dos puentes con calzadas separadas



Figura 11. Estudio de soluciones para el nuevo puente de Duisburg-Neuenkamp (LAP).



Figura 12. Visualización del nuevo puente de Duisburg-Neuenkamp (Keipke Architekten).

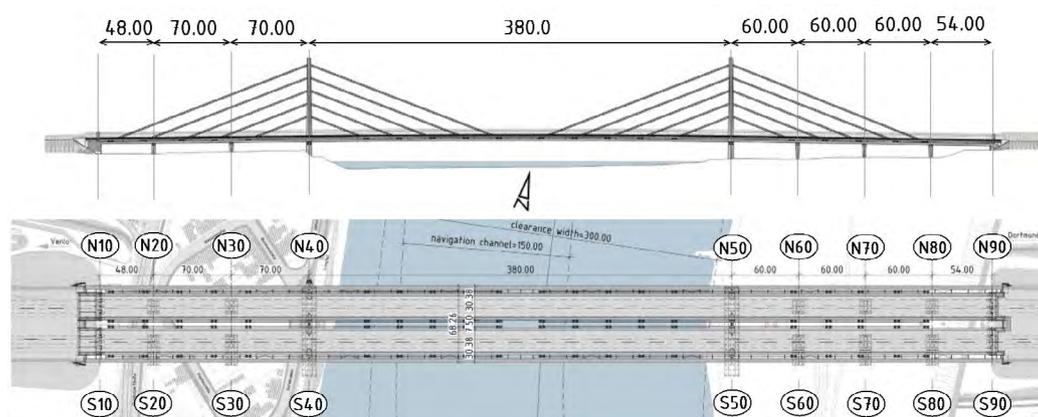


Figura 13. Alzado y planta del nuevo puente de Duisburg-Neuenkamp (LAP).

cargo de la DEGES (una empresa privada de participación pública, creada en 1991 para gestionar los proyectos de carreteras vinculados a la reunificación, que a día de hoy gestiona proyectos a cargo generalmente de las direcciones de carreteras de los distintos estados federales). Ya en 2014 se encargó a Leonhardt, Andrä und Partner el primer estudio de viabilidad y soluciones para el reemplazo del puente de Duisburg-Neuenkamp. En este primer estudio se tantearon las cinco soluciones mostradas en las figuras 10 y 11.

De entre ellas se eligió la primera, dos puentes atirantados con calzadas separadas, de dos torres simétricas cada uno. Con esta solución de base se invitó a concursar a tres firmas de arquitectura (GMP, Knight Architects y Keipke Architekten) bajo la asesoría técnica de LAP, resultando elegido el diseño de Keipke Architekten (figura 12), que mantenía en cierto modo el aspecto del puente original al resolver los pilonos con mástiles metálicos esbeltos e independientes para cada plano de cables (no arriostrados entre sí). Los cables se disponen también agrupados, en 10 grupos por cada mástil (5 hacia cada vano), manteniendo mediante esta gran separación de los anclajes de cables en el tablero (30 metros) el aspecto que los puentes

de Leverkusen y Duisburg heredaron de los pioneros puentes atirantados sobre el Rin en Düsseldorf. Sobre este diseño con grupos de cables con separación relativamente grande (respecto de los diseños habituales en la actualidad) y su relación con la redundancia, cabe señalar que entre todos los escenarios de sustitución o pérdida de cables considerados se incluyó también como situación accidental la pérdida de un grupo completo de cables por acción del fuego (si bien se asume que la rotura es gradual y por lo tanto sin efecto dinámico, es decir con coeficiente de impacto 1.0).

Las luces del nuevo puente serán de 48+2x70+380+3x60+54 metros (figura 13), modificando ligeramente la distribución de apoyos respecto del puente existente para evitar interferencias entre sus cimentaciones. La sección transversal (figura 14) de cada calzada tiene un ancho total de 30.38 metros, con un cajón metálico tritelular principal de 23.90 metros y un cajón lateral adicional para la acera. La losa del vano principal es metálica ortótropa. En los vanos traseros se dispone una losa de hormigón de 55 cm de espesor (15 de ellos de prelosa) confiriendo comportamiento mixto a la sección. En [4] puede encontrarse más información sobre el diseño [4].

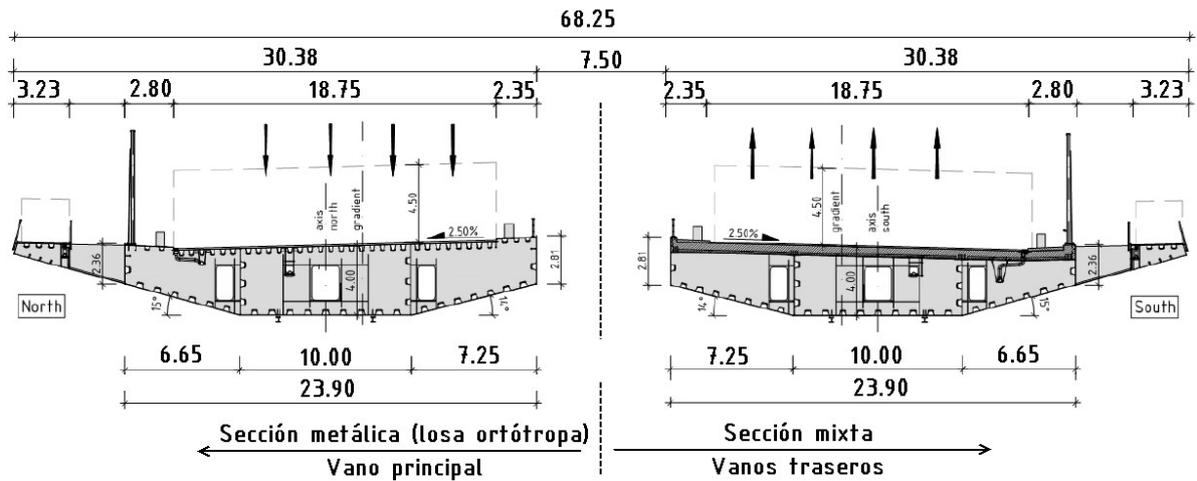


Figura 14. Sección transversal por centro de vano y por vanos traseros (LAP).

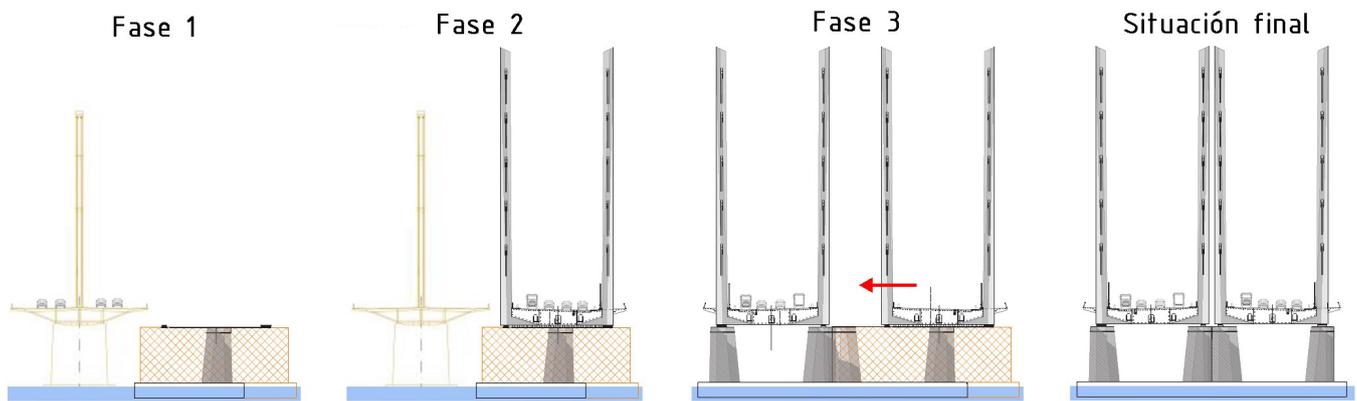


Figura 15. Proceso constructivo: ripado transversal del puente completo (LAP).

3.3. Proceso constructivo

El proceso constructivo estaba desde el principio marcado por la urgencia del proyecto y las ajustadas condiciones geométricas. Se optó por la construcción de una primera calzada en el lado Sur en una alineación provisional (figura 15). Una vez terminado el primer puente (mediante empuje de los vanos laterales y el avance en voladizo del vano principal) se derivará el tráfico del puente existente por los cuatro carriles de la nueva calzada, procediendo a la desmantelación del puente antiguo. A continuación, se procederá a la construcción de la calzada Norte en su posición definitiva. Una vez terminada, se deriva de nuevo el tráfico de la calzada Sur a la Norte, y se procede al ripado transversal del puente Sur completo hasta su posición definitiva. En [5] puede verse una vídeo-animación completa de su construcción.

4. CONCLUSIONES

Muchos puentes en Alemania que fueron construidos en los años 60 y 70 han sufrido las consecuencias del incremen-

to en las décadas posteriores de las cargas y volúmenes de tráfico de las principales arterias europeas. Los puentes de Leverkusen y Duisburg-Neuenkamp son ejemplos emblemáticos de puentes metálicos con acusados daños de fatiga, que requieren procedimientos sistemáticos de inspección, mantenimiento, reparación o sustitución por nuevos puentes que aseguren unas prestaciones al nivel de los retos que depara el futuro.

Referencias

- [1] Müller, M., Rodríguez Molina, R. & Kratzke, B. (2020) Puente de Colonia-Mülheim sobre el Rin: equilibrio entre la conservación del patrimonio y las estrategias de renovación de estructuras existentes, *VIII Congreso ACHE*, Santander.
- [2] Ritterbusch, N. (2019) Ausbau der A1 zwischen Köln-Niehl und Leverkusen-West, *Brückenbau Constr. and Eng.*, H. 1-2 46-51.
- [3] Paschen, M., Hensen, W. & Hamme, M. (2017) Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp – ein Zwischenbericht (Teil 1 & 2), *Stahlbau* 86, Heft 7 & 12, Berlin, 603-618 & 1113-1119.
- [4] Schumm, M. (2019) Replacement strategies of existing highway bridges in Germany, *NYC Bridge Conference*, Nueva York.
- [5] www.deges.de/projekte/projekt/a-40-ausbau-der-autobahn-und-ersatzneubau-der-rheinbruecke-duisburg-neuenkamp

Nuevo Puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal. Diseño de las estructuras auxiliares para la construcción del puente atirantado

New Champlain Bridge Over the Saint Lawrence River in Montreal. Design of the Temporary Works for the Construction of the Cable-Stayed Bridge

Hugo Corres Peiretti^{*a}, Alejandro Pérez Caldentey^b, Javier Milián Mateos^c, Alejandro Abel Núñez^d, Antonio Romero Ballesteros^e, Conchita Lucas Serrano^f

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Consejero.

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR North America. Director.

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto.

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Proyecto.

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY Engineering. Jefa del Dpto. de Estructuras de Obra Civil.

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

Este artículo resume el diseño de los elementos auxiliares empleados para la construcción del Nuevo Puente Champlain en la ciudad de Montreal (Canadá). La complejidad de la estructura del puente atirantado, con un ancho total de 60 m y una marcada asimetría en alzado y en sección transversal, ha supuesto un auténtico reto en el diseño de los medios auxiliares y las operaciones de montaje. Se explica detalladamente la singularidad de la operación de ensamblaje y atornillado de las dovelas del vano principal, compuestas por tres cajones mixtos unidos por vigas transversales.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, estructuras auxiliares, atornillado, izado, ensamblaje.

ABSTRACT

This article summarizes the design of the temporary structures used for the construction of the New Champlain Bridge in Montreal (Canada). The complexity of the structure of the cable-stayed bridge, with a total width of 60 m and a strong asymmetry in elevation and in cross section, has been a real challenge for the design of the temporary works and assembly operations. It is explained in detail the singularity of the assembly and bolting operation of the Main Span segments, comprised of three composite box girders joined together by transverse girders.

©2022 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

KEYWORDS: Fatigue, orthotropic deck, cable-stayed, replacement, launching.

1. INTRODUCCIÓN

El Nuevo Puente Champlain sobre el río San Lorenzo se encuentra ubicado en la ciudad de Montreal, Quebec (Canadá), en un tramo del río que tiene un ancho de 2.8 km. Se trata de una estructura de más de 3.3 km de longitud y cerca de 60 m

de ancho, distribuido en tres corredores. El puente se divide en tres tramos diferenciados: dos viaductos de aproximación de 26 y 9 vanos (2044.40 y 761.57 m de longitud respectivamente) y el puente principal de 4 vanos y longitud entre juntas de 528.83 m (figura 1).

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: mhd@fhecor.es (Hugo Corres Peiretti).



Figura 1. Vista general del puente.

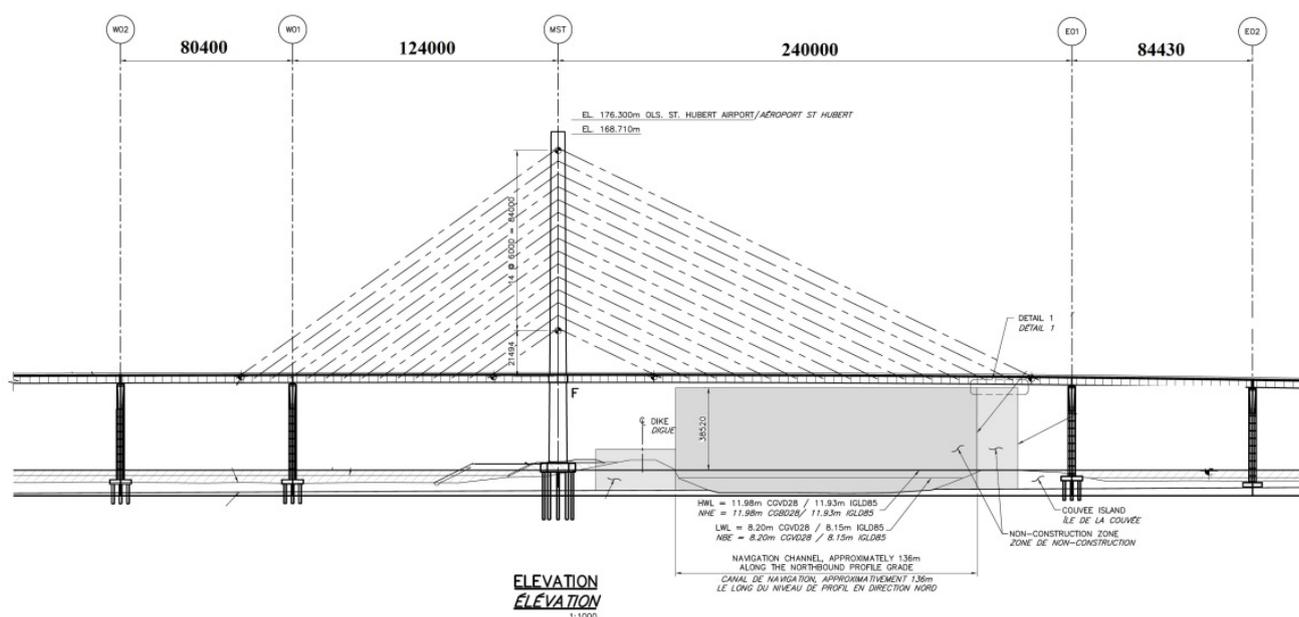


Figura 2. Alzado del puente principal.

El puente principal sobre el canal de navegación es atirantado, con un solo pilono y con un vano principal de 240 m de luz (figura 2). El tablero consiste en tres cajones mixtos, uno por corredor, de 3.50 m de canto (figura 3). La distribución de luces es de 80.40 + 124.00 (Backspan) + 240.00 (Mainspan) + 84.43 m.

Una característica fundamental del puente es que los dos planos de tirantes se anclan a las vigas cajón transversales (Cross Beams) que unen los cajones longitudinales (figura 4). Este detalle ha supuesto uno de los principales retos del proyecto, tanto para el ensamblaje de la estructura metálica en el vano de retenida (Back Span) como en el vano principal (Main Span).

Debido a que el puente es asimétrico tanto en sentido longitudinal como transversal, en proyecto se definió un contrapeso para equilibrar el puente en estado de carga permanente. Este contrapeso consistía en un relleno de hormigón dentro de los cajones metálicos (adicional a la doble acción mixta) (figura 5). El contrapeso llegaba a ser de hasta aproximadamente el 60% del peso en el Back Span.

Los procesos constructivos fueron diferentes para cada uno de los vanos, así como las estructuras auxiliares necesarias para ellos [1] [2] [3]. El Backspan se ejecutó mediante grúas, por segmentos, sobre torres de apeo. Los primeros 36 m del Mainspan se izaron con grúa, por segmentos, sobre una estructura auxiliar de apeo inclinada (Delta Frame). Los siguientes 138 m

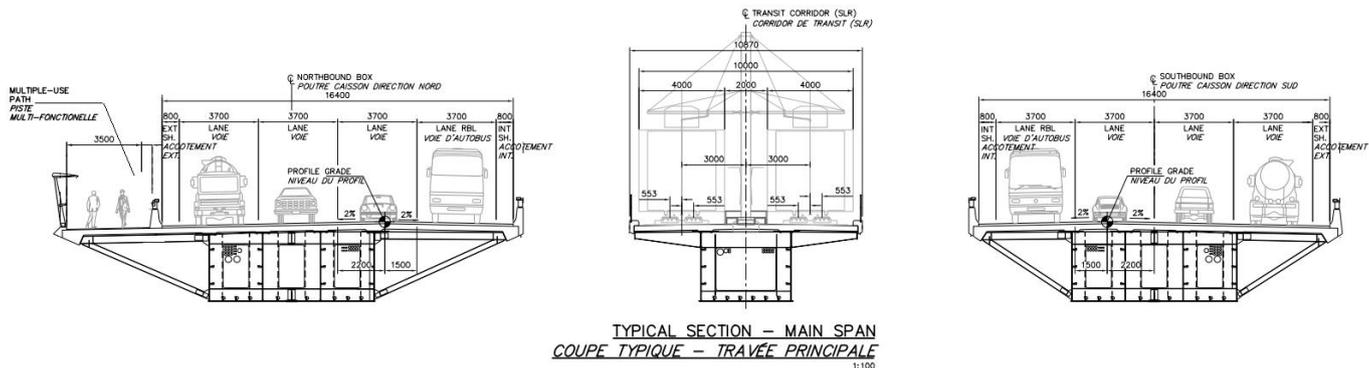


Figura 3. Sección tipo del puente principal.

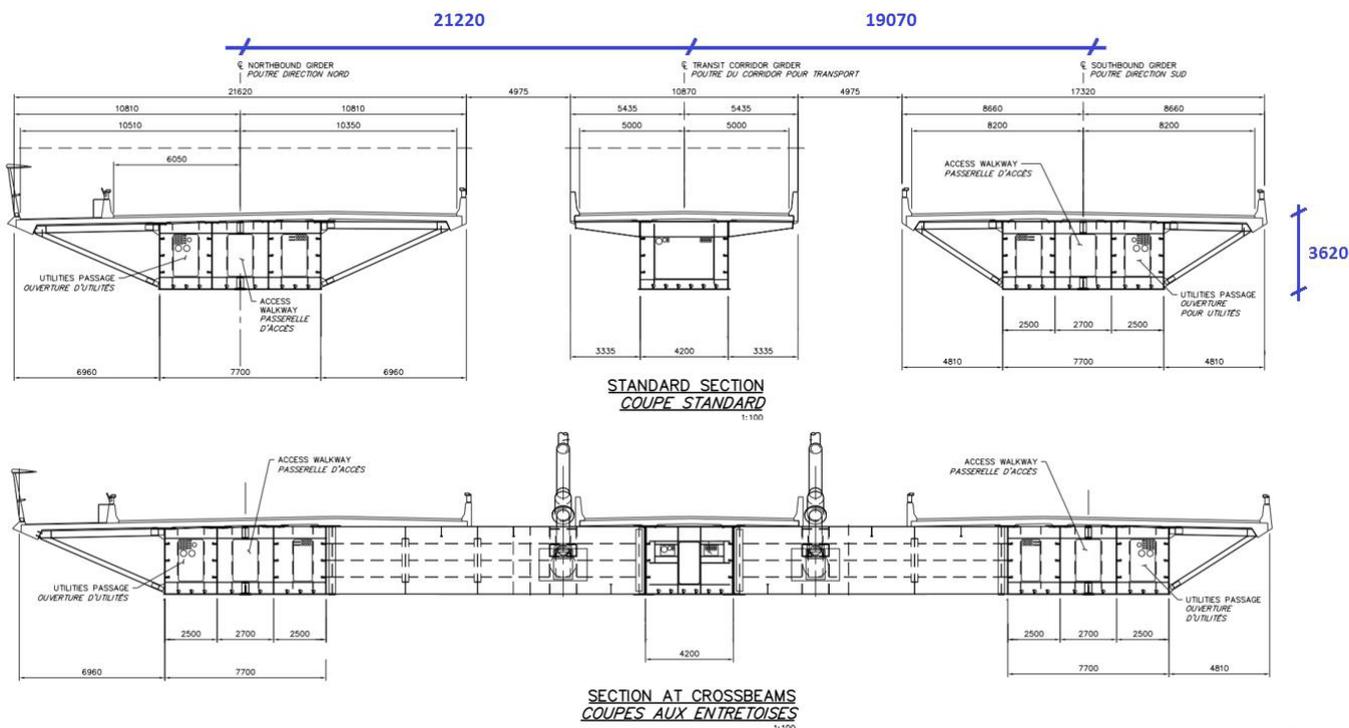


Figura 4. Sección transversal del puente principal por Cross Beams.



Figura 5. Contrapeso en el Back Span (en azul la doble acción mixta y en naranja el contrapeso no estructural).

se montaron por avance en voladizo desde el pilono. Y los restantes 66 m se montaron con una solución híbrida, con apeo provisional y por avance en voladizo con la ayuda de una torre de atirantamiento también provisional.

Todo el Mainspan se construyó por dovelas metálicas de 12.60 m de longitud por casi 60 m de ancho, con un peso de hasta 800 ton cada una. Estas dovelas se manejaban en el aire sobre el canal de navegación, se alineaban y se atornillaban unas con otras, con unas tolerancias de milímetros, gracias a un sistema auxiliar diseñado especialmente al efecto que permitía

manejar estas pesadas cargas, y forzar ligeramente su geometría para compatibilizar las diferentes deformaciones entre dovelas.

Cabe destacar que los procesos constructivos elegidos permitieron la ejecución simultánea e independiente del tablero y el pilono, lo que permitió acortar significativamente el plazo de ejecución. Todos los elementos auxiliares fueron diseñados de acuerdo a la normativa canadiense [4].

2. ELEMENTOS AUXILIARES DEL BACK SPAN

El proceso constructivo del Back Span se realizó mediante construcción apeada sobre torres de apeo de unos 40 m de altura y de hasta 5000 ton de capacidad (figura 6).

Se emplearon 15 torres de apeo (5 en cada corredor), de las cuales 7 fueron alquiladas a SARENS, reutilizadas de la cons-

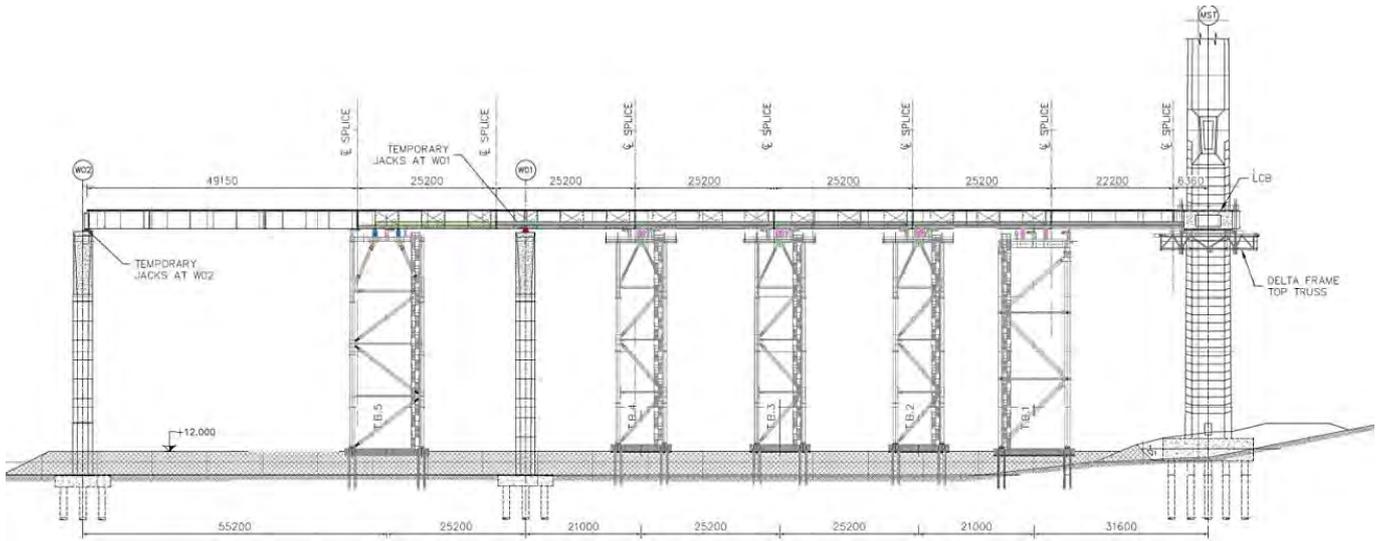


Figura 6. Alzado de las torres del Back Span.



Figura 7. Montaje de las torres e izado de los primeros tramos del Back Span.



Figura 8. Monitorización de la distorsión en apoyos elastoméricos mediante el empleo de regla calibrada.

trucción del Viaducto de Millau en Francia, y las 8 restantes fueron diseñadas específicamente para el proyecto del Nuevo Puente Champlain, siendo fabricadas por talleres locales.

Las torres con mayor capacidad se situaron en el corredor central, puesto que estas tenían que soportar el peso total del Back Span antes del tesado de los cables. Los cabeceros de las torres fueron diseñados ad hoc y fabricados por TECADE en España y fueron conectados a los alzados de las torres mediante uniones atornilladas pretensadas con agujeros sobredimensionados para facilitar su montaje.

El proceso constructivo del Back Span consistió en el montaje de cada tramo metálico de los tres corredores sobre gatos en las torres laterales y sobre neoprenos en las torres centrales (figura 7).

Después se procedía al hormigonado de la doble acción mixta y contrapesos y posteriormente al de la losa superior. Durante el proceso constructivo se realizaban una serie de desapeos parciales de las torres laterales, para finalmente proceder con el desapeo completo de las torres laterales quedando todo el peso sobre las torres centrales.

Por último, se realizaba el tesado de los tirantes, reduciendo progresivamente la reacción sobre las torres centrales hasta descargarlas completamente. Se previó el uso de gatos hidráulicos para ayudar al desapeo completo de las torres centrales en caso de que los tirantes no las descargaran por completo.

Durante toda la ejecución del Back Span se realizó una monitorización continua de la carga en gatos hidráulicos, así como de la distorsión en los neoprenos para el control de las deformaciones impuestas (debidas a temperatura, retracción y fluencia y al acortamiento debido al tesado de los tirantes) (figura 8).

A partir de la distorsión del apoyo se podía realizar un cálculo indirecto de las cargas horizontales transmitidas a las torres y controlar de este modo que en todo momento no se superaran las cargas de diseño en servicio consideradas en cada punto de apoyo y torre.

Tanto el proceso de montaje como de desmontaje (incluidos el transporte con carretes autopropulsados multiejes y los medios de izado) (figura 9) formaron parte esencial en la concepción y en el diseño de detalle de las torres y de los cabe-

ceros de las torres. Para facilitar el montaje, todas las uniones a realizar en obra de todos los elementos auxiliares del proyecto fueron atornilladas.



Figura 9. Izado de un cabecero de torre.

3. ELEMENTOS AUXILIARES DEL MAIN SPAN

La construcción del Main Span se realizó mediante la técnica de avance en voladizo (figura 10).

El izado de las dovelas se realizó desde la base del pilono mediante un carro de izado. Este carro de izado situado sobre el tablero cerca del pilono transfería la dovela a un carro de transporte (trolley) que transportaba la dovela hasta el frente de avance mediante un sistema de piñón-cremallera.

En el frente de izado se encontraba un segundo carro de izado de dovelas (Dynamic Lifting Frame) al que transfería la dovela el trolley. El DLF realizaba el último izado para enfrentar la nueva dovela al tablero previamente ejecutado y su posterior alineación y ensamblaje.

El sistema de izado de las dovelas descrito anteriormente se empleó con todas las dovelas del Main Span excepto con las tres primeras, que no tenían cables de atirantamiento.

Se diseñó una estructura auxiliar inclinada en forma de aljábala (Delta Frame) para el apeo de las cuatro primeras

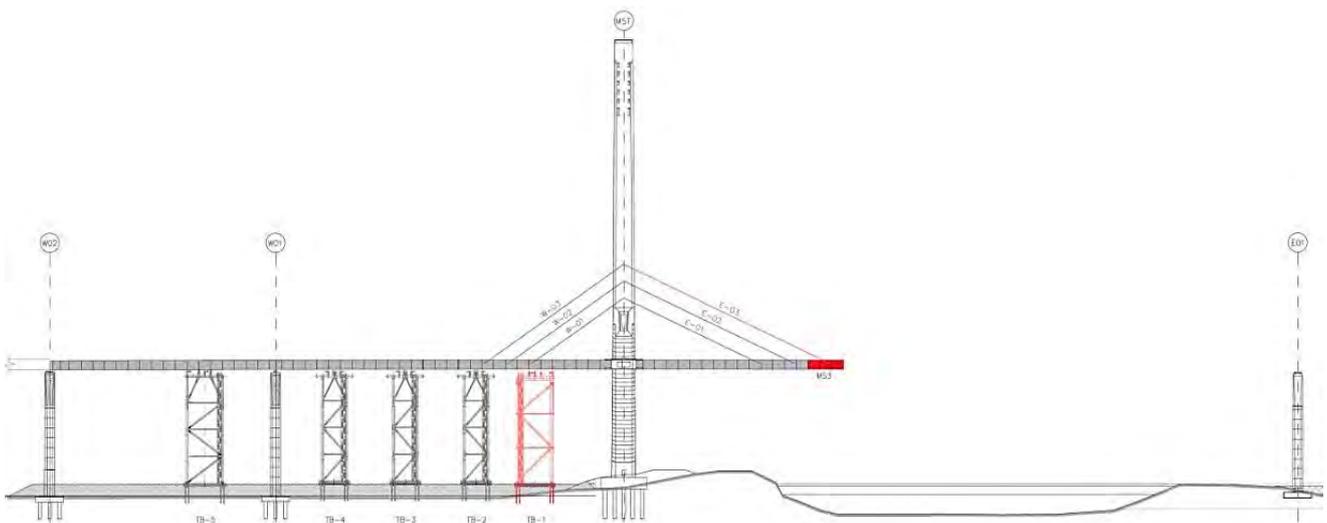


Figura 10. Avance en voladizos del Main Span.

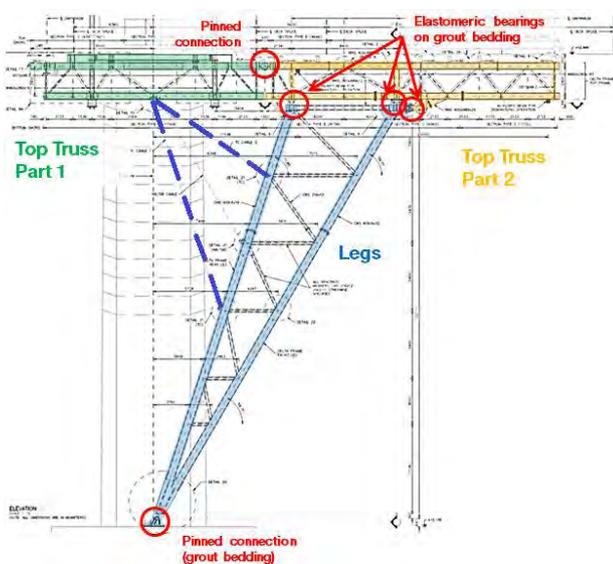


Figura 11. Elementos principales del Delta Frame.



Figura 12. Delta Frame y avance en voladizos del Main Span mediante carro de izado.

dovelas (las tres primeras dovelas sin cable de atirantamiento y la primera dovela con cable de atirantamiento). Esta estructura auxiliar permitía el izado con grúa de estas primeras dovelas (figuras 11 y 12).

La estructura del Delta Frame consistía en una celosía tubular con uniones atornilladas, para facilitar su montaje en obra. Se dispuso una de estas estructuras para cada cajón. El Delta Frame fue fabricado íntegramente por DIZMAR en España y trasladado en barco a la obra.

La estructura del Delta Frame se componía de dos elementos principales: la celosía superior que servía de apoyo al tablero y de conexión al pilono y la celosía inferior triangulada que servía de apoyo a la celosía superior y que estaba conectada a la cimentación del pilono. La celosía superior se dividía, a su vez, en dos tramos unidos mediante una unión bulonada, al igual que la unión de la celosía triangular a la cimentación.

Tanto el montaje como el desmontaje de los diferentes elementos del Delta Frame formaron parte fundamental del diseño ya desde la etapa conceptual (figura 13). Los izados del montaje, por ejemplo, se tenían que realizar sin ocupar tanto el canal de navegación como el dique de servicio del mismo y con el pilono parcialmente ejecutado, asegurando la estabilidad de la celosía triangular mediante un sistema de cables de retenida. El desmontaje, sin embargo, se tuvo que realizar con el tablero ya ejecutado, empleando de nuevo el sistema de cables de retenida, pero manteniendo en este caso la celosía superior suspendida del tablero mediante unidades de izado.

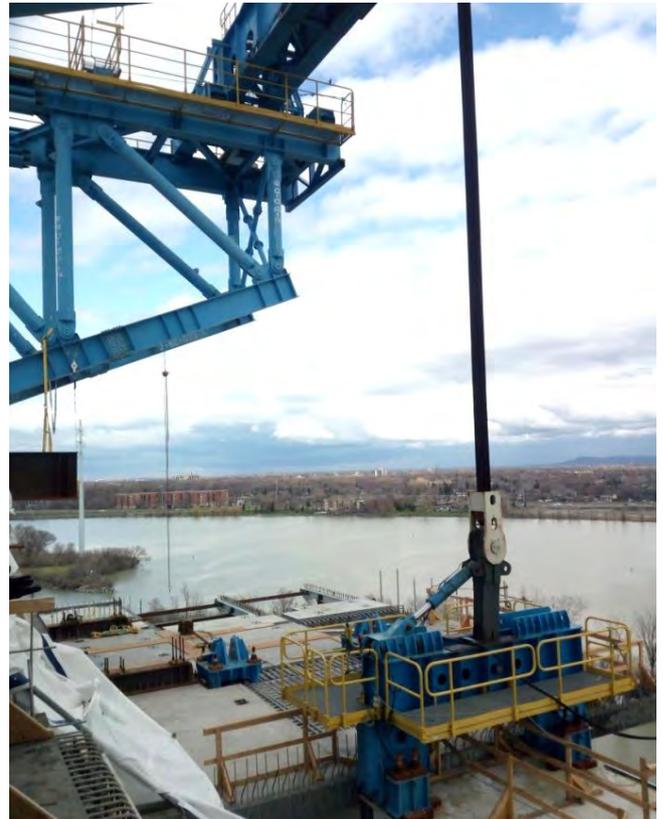


Figura 14. Balancín de izado.

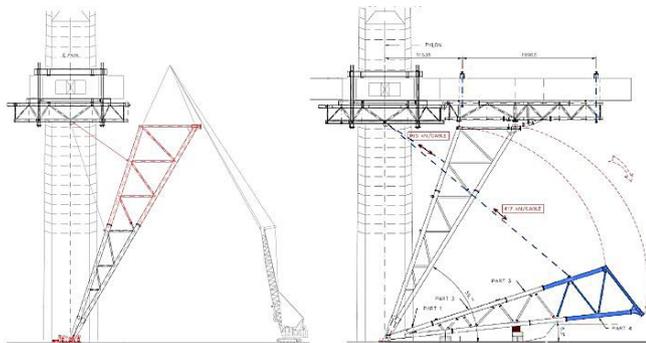


Figura 13. Montaje y desmontaje de la celosía inferior del Delta Frame.

3.1. Elementos auxiliares para el ensamblaje de las dovelas del Main Span

Como se ha comentado anteriormente, las dovelas del Main Span eran transportadas al frente de avance mediante un complejo sistema de carros. El carro de izado que se encontraba en el frente de avance (DLF) era el encargado del izado final y de la alineación de la dovela para comenzar el atornillado del cajón central.

El DLF mediante las dos unidades de izado permitía ascender o descender el segmento hasta alcanzar la cota requerida para la alineación, así como girar la dovela según el eje longitudinal del puente. El sistema de izado incluía, además, dos vigas balancín (una por cable de izado) que permitían rotar el segmento como sólido rígido según su eje transversal. Por tanto, con el sistema de izado se podían controlar todos los grados de libertad necesarios para conectar el cajón central (figura 14).

No era así para los cajones laterales, los cuales no quedaban completamente alineados al ensamblar el cajón central. Debido a varias causas: la primera era que el peso de la dovela izada era menor al del resto de dovelas ya que la que se estaba izando no llevaba todas las losas instaladas (para no sobrecargar ni el carro ni el puente antes de tesar los tirantes), y además los hormigonados in-situ entre losas no estaban aún ejecutados; la segunda causa era que el puente ya ejecutado estaba resistiendo además de su peso, el peso de la dovela izada y el del DLF; la tercera causa era que la distancia transversal entre cables de izado era mayor a la distancia entre tirantes, por tanto, la luz de flexión en la dovela izada era menor; por último, estaban las posibles desviaciones debidas a tolerancias de fabricación y montaje (figura 15).

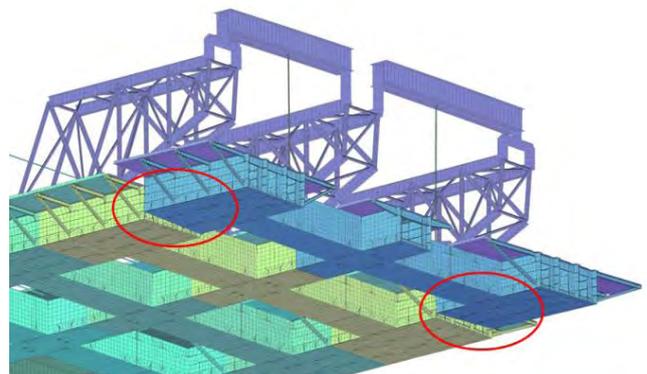


Figura 15. Deformada diferencial en cajones lateral entre la dovela izada y el puente ya ejecutado.

Para corregir estas deformadas diferenciales entre cajones y alcanzar la alineación de los mismos para su posterior atornillado se diseñaron unos sistemas de corrección.

Estos sistemas de corrección consistían en un conjunto de gatos y barras, tanto en sentido longitudinal como vertical que permitían forzar y alinear los cajones laterales para comenzar el atornillado dentro de las tolerancias habituales de las uniones atornilladas. Estas barras y gatos se anclaban a unas estructuras de reacción atornilladas a los cajones metálicos a ambos lados de la junta (figura 16).

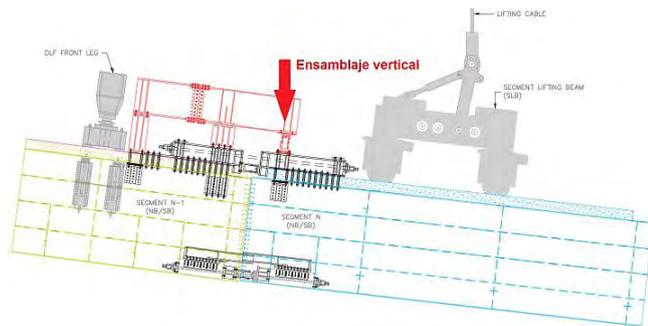


Figura 16. Alzado del sistema de ensamblaje.

Los gatos verticales permitían la alineación vertical de las dovelas en cada alma (un gato para cada una de las 2 almas exteriores de cada cajón lateral). Mientras que los gatos y barras longitudinales permitían asegurar que la junta quedaba paralela al final del ensamblaje y que los agujeros de la unión atornillada se encontraban a la distancia de fabricación.

Las desviaciones verticales que se llegaron a corregir fueron de hasta 90 mm en vertical y 10 mm en longitudinal, aproximadamente. Estas correcciones pueden parecer pequeñas en magnitud, sin embargo, sin estas correcciones el atornillado de las dovelas no habría podido realizarse (figura 17). Las fuerzas necesarias para corregir estas desviaciones fueron del orden de los 3000 y 1500 kN respectivamente, lo que da una idea de la gran rigidez de la dovela (33 kN/mm en vertical y 150 kN/mm en longitudinal).



Figura 17. Desalineación entre dovelas.

El diseño del sistema de ensamblaje de las dovelas del Main Span se realizó con la ayuda del modelo global de elementos finitos del puente completo, en el que la dovela izada y las tres dovelas anteriores se representaron con elementos tipo shell. Dada la gran precisión requerida para evaluar las deformaciones locales a estudiar, se representaron todos los diafragmas, rigidizadores longitudinales y transversales (figura 18).

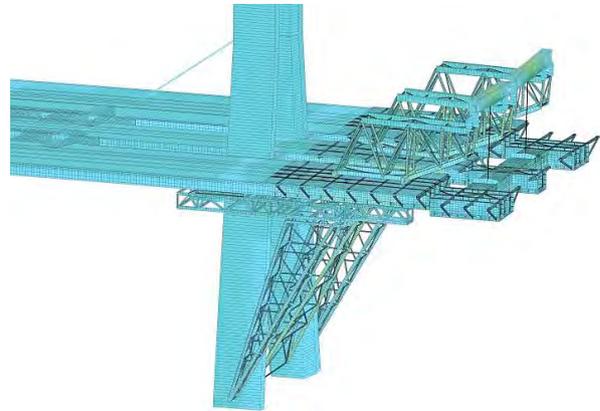


Figura 18. Modelo 3D del puente empleado para el análisis del ensamblaje de dovelas del Main Span.

El análisis se realizó en dos etapas. La primera etapa consistió en determinar las máximas desviaciones esperadas debido a los diferentes efectos (deformadas, tolerancias de ejecución y fabricación, y efectos térmicos). La segunda etapa consistió en el cálculo de las fuerzas necesarias para corregir esas desviaciones y el diseño de los elementos auxiliares para llevar a cabo la operación.

El diseño del sistema de ensamblaje se realizó para la envolvente de esfuerzos de ensamblaje de todas las dovelas del puente. Durante la fase de ejecución, cada izado se analizó detalladamente, partiendo de los datos de monitorización de desviaciones y definiendo la secuencia de ensamblaje específica para esa dovela en concreto, obteniendo las fuerzas esperadas en cada etapa de la operación.

Por tanto, durante la construcción se tuvo la oportunidad de comprobar la precisión de los resultados predichos por el modelo, siendo en general los errores en la evaluación de las deformaciones (milimétricas) menores al 10%. Cabe reseñar que las operaciones de ensamblaje se consideraron desde un principio una de las maniobras clave y uno de los puntos críticos en el ciclo de izado de las dovelas. Esto era así especialmente debido a que no se había realizado una maniobra como esta con anterioridad en otros puentes (alineación, ensamblaje y atornillado de dovelas conformadas por tres cajones metálicos unidos por cajones transversales) y a la gran incertidumbre en las desviaciones esperadas. Gracias a la gran precisión de los resultados del modelo estructural, al diseño de un sistema flexible (en cuanto a capacidad, pero también en cuanto a la corrección de desviaciones en ambos sentidos, con dispositivos reversibles con capacidad a tracción y a compresión) y a un uso adecuado de los dispositivos de ensamblaje en obra, las operaciones de ensamblaje y atornillado parcial de los cajones laterales supusieron de media solamente 1 día del ciclo de izado de la dovela (ciclo completo de 14 a 21 días según dovela), lo cual fue todo un éxito (figura 19).



Figura 19. Unión atornillada entre dovelas después de la corrección con los dispositivos de ensamblaje.

3.2. Elementos auxiliares para el cierre del Main Span

El cierre del Main Span fue una de las operaciones más complejas de todo el proyecto. Suponía la prueba final de que se había obtenido la geometría correcta en todas las fases: proyecto, fabricación y montaje. Todos aquellos errores geométricos que se hubieran ido cometiendo en cada etapa del proyecto a lo largo de todo el puente se habrían acumulado hasta este momento. Además, esta operación se encontraba cercana a la finalización de la construcción, por ello cualquier retraso en la operación de cierre tenía un impacto directo en la fecha de finalización de la obra. Por último, la maniobra de cierre se tuvo que realizar en pleno invierno, con temperaturas mínimas



Figura 20. Junta de cierre del Main Span.

de hasta $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$ (temperaturas muy diferentes a las de diseño del puente). El diseñador del puente estableció $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$ como temperatura mínima (en el acero) para comenzar y completar el atornillado de la junta de cierre (figura 20). El taladrado de los agujeros de los tornillos y el atornillado parcial de la junta requerían un turno completo de trabajo, quedando por tanto una ventana muy reducida de tiempo para completar la operación con temperaturas menores a $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Al igual que para el ensamblaje de las dovelas del Main Span se realizó un análisis detallado de las desviaciones esperadas en la junta de cierre (verticales, longitudinales y transversales) en cada uno de los cajones (figura 21).

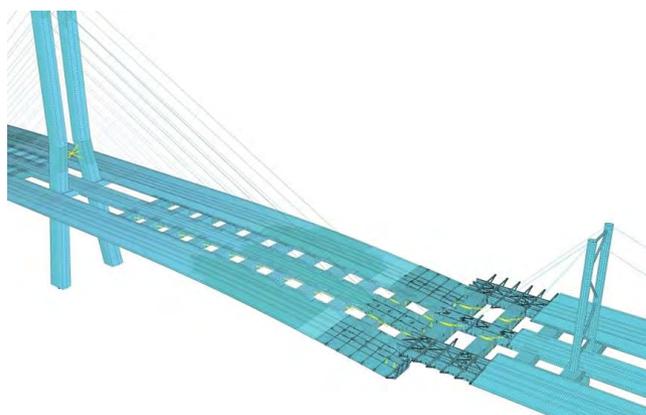


Figura 21. Vista del modelo 3D del cierre.

Con estas desviaciones teóricas se evaluaron los posibles métodos para corregirlas: actuar con los cables de atirantado, sistema de ensamblaje de gatos y barras en la junta (similar al diseñado para el ensamblaje de las dovelas del Main Span) y el uso de chapas cubrejuntas para diferentes longitudes de junta de cierre (figura 22).

La solución adoptada consistió en corregir las desviaciones verticales en el cajón central mediante un retesado de los tirantes definitivos del pilono y temporales del pilono temporal. Con estos retesados de tirantes se aseguraba que el cajón estaba prácticamente alineado en vertical, a falta de una última corrección con un sistema de gatos vertical (1 por alma de cajón central) diseñado a tal efecto.

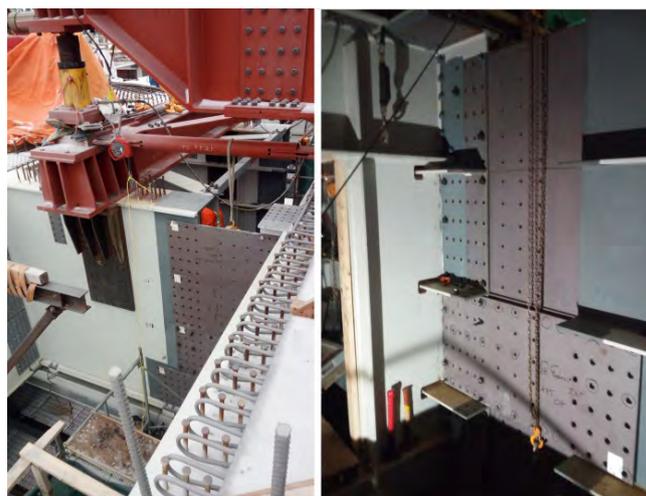


Figura 22. Detalle del modelo 3D de cierre. Evaluación de rigidez para la alineación vertical.

La ligera desviación en el giro de torsión del cajón central se corrigió también con este sistema de gatos verticales (figura 23).

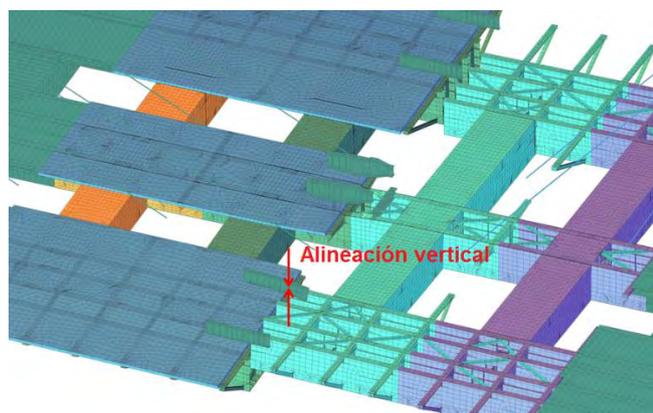


Figura 23. Gato vertical para alineación del cajón central en el cierre del Main Span y carrete de atornillado y cubrejuntas una vez alineado.

Una vez alineado el cajón central en vertical se procedió mediante un gato transversal a la alineación transversal del puente. Si se cumplían los condicionantes de temperatura comentados anteriormente y se disponía de una ventana de trabajo suficiente sin vientos sostenidos mayores a 35 km/h, se podía comenzar a instalar los cubrejuntas (de la longitud adecuada para el hueco de junta resultante) y al taladrado y atornillado de los agujeros del alma y de los carretes de atornillado.

Una vez instalados los primeros tornillos se liberó la coacción longitudinal en la pila del vano principal, permitiendo así el desplazamiento libre del puente. Acto seguido se completó el atornillado.

Completado el atornillado del cajón central se procedió a la alineación vertical de los cajones laterales. La maniobra a seguir fue muy similar a la descrita para el ensamblaje de las dovelas de Main Span, mediante el uso de un sistema de gatos y barras verticales.

Una vez alineados los cajones laterales se procedió al atornillado, que puso el punto final al montaje de la estructura metálica del puente.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a todo el equipo de ingenieros que ha participado en el proyecto, de manera destacada al equipo de la U.T.E. de construcción SSLC, especialmente a los ingenieros Antonio Caracena, Gonzalo Osborne, Antoine Ghouti y Pedro García, y a todo el equipo de los talleres metálicos de TECADE y DIZMAR.

Referencias

- [1] Corres, H., Millanes, F., Andueza, J. & Bordó, E. (2011) Proyecto de empuje del puente sobre el Canal de Beauharnoise (Montreal, Canadá). *V Congreso de ACHE*. Barcelona 2011.
- [2] Corres, H., de Cabo, J. & Sánchez, J. (2014) Ingeniería de los efimero en la construcción del tablero del Viaducto del Río Ulla. *VI Congreso de ACHE*. Madrid 2014.
- [3] Corres, H., Pérez, A., Milián, J., Abel, A., Lucas, C. & Lorente, G. (2020) Nuevo Puente Champlain sobre el río San Lorenzo en Montreal. Estudio de alternativas de proceso constructivo y secuencia final. *VIII Congreso de ACHE*. Santander 2020.
- [4] S6-14 Canadian Highway Bridge Design Code. CSA Group. 2014.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MONOGRAFÍA **40**

M

GUÍA PARA LA OPTIMIZACIÓN
TÉCNICO-ECONÓMICA DE LA
PROTECCIÓN ANTICORROSIVA
MEDIANTE SISTEMAS DE PINTADO
DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

Comisión 6: Estructuras Metálicas y Mixtas
Grupo de Trabajo 6/2
Tratamiento superficial

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

Nuevo puente sobre el río Paraguay en Asunción

New bridge over Paraguay River in Asunción

Luis Carrillo Alonso^{*,a}, Jaime B. Ruiz-Ruano Álvarez^b, Manuel J. Marín Díaz^c

^a Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe Departamento de Estructuras de Obra Civil – Hormigón. Acciona Ingeniería.

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de proyectos. Dpt. Estructuras de Obra Civil – Hor. Acciona Ingeniería.

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Ingeniero de proyectos. Dpt. Estructuras de Obra Civil – Hor. Acciona Ingeniería.

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

El gobierno de la República de Paraguay plantea construir un nuevo puente sobre el río Paraguay que permita generar un nuevo acceso a la capital Asunción. Para comprobar la viabilidad del proyecto, se encargó un estudio con el objetivo de evaluar las diferentes alternativas técnicas que pudieran ser consideradas. En dicho estudio, desarrollado en varias fases, se analizaron diferentes tipologías estructurales, resultando que la solución cajón de hormigón de canto variable, ejecutada mediante voladizos sucesivos, o bien la alternativa de puente atirantado, eran las dos más adecuadas. Finalmente esta última tipología fue la elegida como solución a adoptar.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Viabilidad, alternativas, viga cajón, voladizos sucesivos, puente atirantado.

ABSTRACT

The Republic of Paraguay wishes to build a new bridge over Paraguay River in the capital Asunción in order to open a new access to the city. To check the feasibility of the project, it was ordered a study of different alternatives that achieve the demanded technical requirements. In this study, carried out in several stages, different structural typologies were evaluated, as result of the analysis, two typological structural schemes may be considered as feasible: a concrete box girder built by balanced-cantilever method, or the cable-stayed bridge. Finally this last option was adopted.

©2022 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

KEYWORDS: Feasibility, alternatives, box girder, balanced-cantilever, cable-stayed bridge.

1. INTRODUCCIÓN

El Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (M.O.P.C.) de la República de Paraguay licitó el estudio de factibilidad de un nuevo puente en Asunción sobre el río Paraguay, entre el Banco de San Miguel y Chaco í, que constituya una salida alternativa para el congestionado tráfico del área metropolitana

de la capital, y permita además crear un polo de desarrollo urbanístico en la zona, así como unir con la ruta hacia la vecina Argentina.

Acciona Ingeniería resultó adjudicataria de dicho estudio a través del cual se evaluó la viabilidad técnica de las posibles alternativas de trazado y estructurales para el cruce del cauce.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: luis.carrillo.alonso@acciona.com (Luis Carrillo Alonso).

2.

ASPECTOS CONSIDERADOS EN EL ESTUDIO

En la elaboración del mismo se han tenido en cuenta tres aspectos fundamentales: Los requisitos técnicos establecidos en el contrato, la elaboración de un análisis detallado de los antecedentes de estructuras similares ya construidas en la zona y la realización de un estudio de soluciones para el puente principal y los accesos.

2.1. Requisitos técnicos de contrato

Entre los requisitos técnicos a tener en cuenta se pueden destacar los siguientes:

- Gálidos mínimos: 170 m entre caras interiores de pilas y 29 m de altura mínima sobre la máxima avenida del río Paraguay.
- Cruce sobre un tramo de cauce de 500 m de longitud estimada.
- Disposición de largos viaductos de acceso al puente principal, por existir una gran llanura de inundación en la zona de Chaco í y por la necesidad de conectar con el viario existente en el lado Asunción.
- Las estructuras del paso deberán albergar una calzada con dos carriles y una ciclovía por sentido, resultando en un ancho mínimo del tablero establecido inicialmente en 24.20 m, y ampliado finalmente a 28.45 m.

2.2. Antecedentes de estructuras similares

En una primera fase del estudio se procedió a inventariar las estructuras de carácter similar ya construidas sobre ríos próximos, en particular los ríos Paraguay, Uruguay y Paraná, en países como Argentina, Uruguay, Brasil y el propio Paraguay. La tabla 1, adjunta a continuación, muestra un resumen de la información destacada. De dicho inventario se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- v Al ser todos estos ríos navegables, la exigencia del tráfico fluvial en relación a los gálidos horizontal y vertical lleva a la necesidad de materializar siempre puentes con vanos principales de luces importantes.
- Gran parte de las soluciones fueron ejecutadas con

cajones de hormigón por voladizos sucesivos, las cuales resultaban competitivas para luces de hasta 200 m, siendo las soluciones atirantadas las adoptadas para luces mayores.

- Las realizaciones más cercanas son los puentes ejecutados sobre el propio río Paraguay, a su paso por Asunción y Concepción, con soluciones cajón de hormigón, ejecutadas por voladizos sucesivos, con luces de hasta 170 m.
- Ausencia de soluciones tipo arco o colgantes.

2.3. Estudio tipológico de soluciones

Aparte de los requisitos técnicos de contrato, para el estudio tipológico se tuvieron en cuenta, adicionalmente, los siguientes:

- Los terrenos de la zona inundable del río resultan con capacidades portantes débiles, lo cual lleva a limitar las alturas máximas de terraplén que es posible ejecutar, y como consecuencia al aumento de la longitud de estructura total a materializar respecto de la estricta hidráulicamente.
- Al ser los espesores de aluvial detectados importantes, resulta entonces que todas las cimentaciones deben ser profundas. Este aspecto presenta especial influencia en la resolución de los vanos de acceso, dado que resultará interesante reducir al máximo el número de cimentaciones dada su complejidad y repercusión en coste.
- La posición del canal navegable, dentro del ancho del cauce, de la cual depende la ubicación del puente principal.

Teniendo en consideración todos los factores señalados y centrándose en la solución a dar para el puente principal, se plantearon inicialmente siete tipos diferentes de soluciones, de manera que no quedase ninguna alternativa, que fuese técnicamente viable, descartada a priori en beneficio de otras, ya sea por la respuesta estructural buscada, su soporte y acción sobre el terreno o por el tipo de material empleado para su ejecución. Así, fueron propuestas:

- Variante 1: sección cajón doble de hormigón.
- Variante 2: sección cajón única de hormigón.
- Variante 3: puente atirantado con pilono único.
- Variante 4: puente atirantado con pilono doble.
- Variante 5: puente extradado.
- Variante 6: arco metálico de tablero inferior.
- Variante 7: viga en celosía metálica.

TABLA 1.
Selección de puentes de similares características en la zona

Puente	Río	Año	Tipología	Luces principales (m)	Altura de rasante (m)
Fray Bentos	Uruguay	1976	Cajón Hor. – Vol.Suc.	145+220+145	36
Colón - Paysandú	Uruguay	1975	Cajón Hor. – Vol.Suc.	97.5+140+97.5	34
Zárate – Brazo Largo	Paraná	1977	Atirantado – Metálico	110+330+110	30
Rosario-Victoria	Paraná	2003	Atirantado–Hormigón	139+330+139	30
Chaco - Corrientes	Paraná	1973	Atirantado–Hormigón	163+245+163	20
Posadas - Encarnación	Paraná	1990	Atirantado–Hormigón	115+330+115	20
Tancredo - Neves	Paraná	1980	Cajón Hor. – Vol.Suc.	130+220+130	65
Remanso Castillo	Paraguay	1978	Cajón Hor. – Vol.Suc.	85+170+85	35
Concepción – Pto Militar	Paraguay	1985	Cajón Hor. – Vol.Suc.	85+170+85	26

Se realiza, a continuación, una pequeña descripción y esbozo de cada variante.

2.3.1. Variante 1 – Sección cajón doble de hormigón

Tablero de sección cajón independiente para cada calzada y ejecutado mediante voladizos sucesivos. El ancho de cada tablero sería de 12.10 m, con voladizos laterales de 3.05 m cada uno y almas verticales, lo que daría un ancho en la base de 6.00 m. La luz principal sería de 178 m, lo que derivaría en unos cantos de 3.00 m (L/59) en centro de vano y 9.00 m (L/20) en arranques de voladizo.

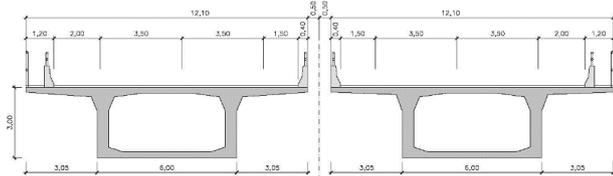


Figura 1. Variante 1.

2.3.2. Variante 2 - Sección cajón única de hormigón

De igual desarrollo longitudinal que la anterior, se dispondría un solo tablero para las dos calzadas, lo que deriva en un ancho del mismo de 24.20 m. Esto obligaría a ejecutar la sección transversal en dos fases, la primera compuesta por un cajón de 9.23 m de ancho construida, por voladizos sucesivos, y la segunda disponiendo dos voladizos laterales con ayuda de jalcónes de 7.48 m de vuelo, separados longitudinalmente entre sí 3.60 m. Sobre ellos se hormigonará la losa de compresión que materializa el ancho total de la plataforma. Así, se plantea un vano principal de 178.0 m y dos vanos de compensación de 89.75 m. Los cantos son de 9.00 m (L/20) sobre apoyos y de 3.40 m (L/52) en centro de vano. La principal ventaja de esta alternativa es la necesidad de la mitad de subestructura.

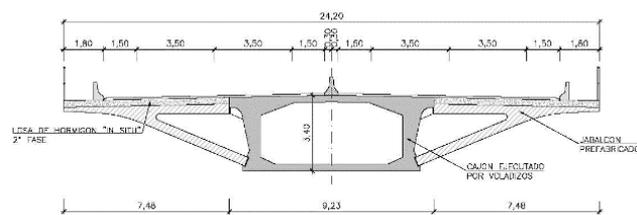


Figura 2. Variante 2.

2.3.3. Variante 3 – Puente atirantado con pylon único

Tablero atirantado a un pylon central único, el cual permite saltar el vano principal de 178.25 m quedando compensado por otro vano simétrico sobre el que se disponen 2 pilas intermedias las cuales actúan como puntos fijos del tablero al conectarse ambos elementos. A su vez, los cables anclados en esos puntos limitan las flexiones del pylon y permiten mejorar el comportamiento resistente frente a sobrecargas descompensadas. Al disponerse de un solo plano de atirantamiento, la sección del tablero debe contar con una importante rigidez a torsión. Para ello se propone una sección transversal de canto constante 3.40 m y de características similares a las de la Variante 2.

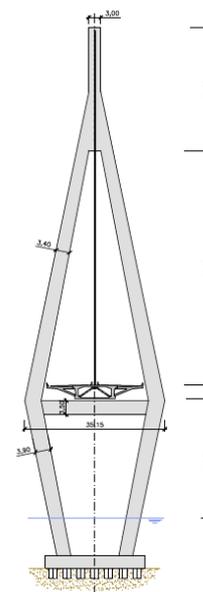
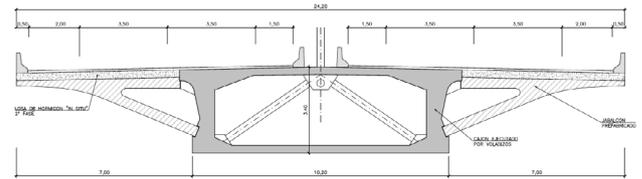
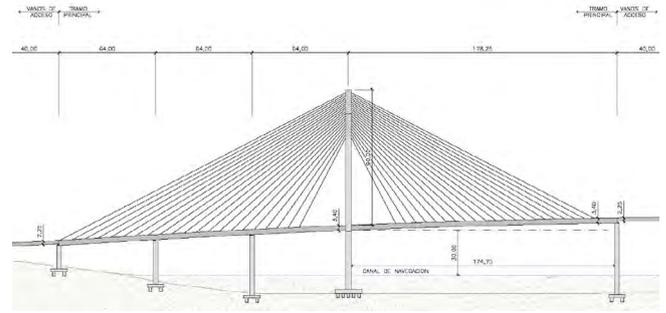


Figura 3. Variante 3.

2.3.4. Variante 4 – Puente atirantado con pylon doble

Puente atirantado con 2 pilonos para salvar el vano principal de 178.0 m. En este caso se desarrolla un voladizo desde el pylon 89 m aproximadamente, lo que lleva a unos pilonos de menor altura. Es por ello que estos se proponen en forma de H con dos planos de atirantamiento y dejando al tablero pasar a través de su interior. Ambos fustes quedan arriostrados en su parte superior con un puntal. La sección del tablero, por efecto del atirantamiento en sus bordes, no necesita disponer de una gran rigidez a torsión, siendo la flexión transversal el efecto determinante para su dimensionamiento. Se disponen travesaños allí donde sea requerido por diseño. La construcción se plantearía mediante voladizos sucesivos desde ambos pilonos.

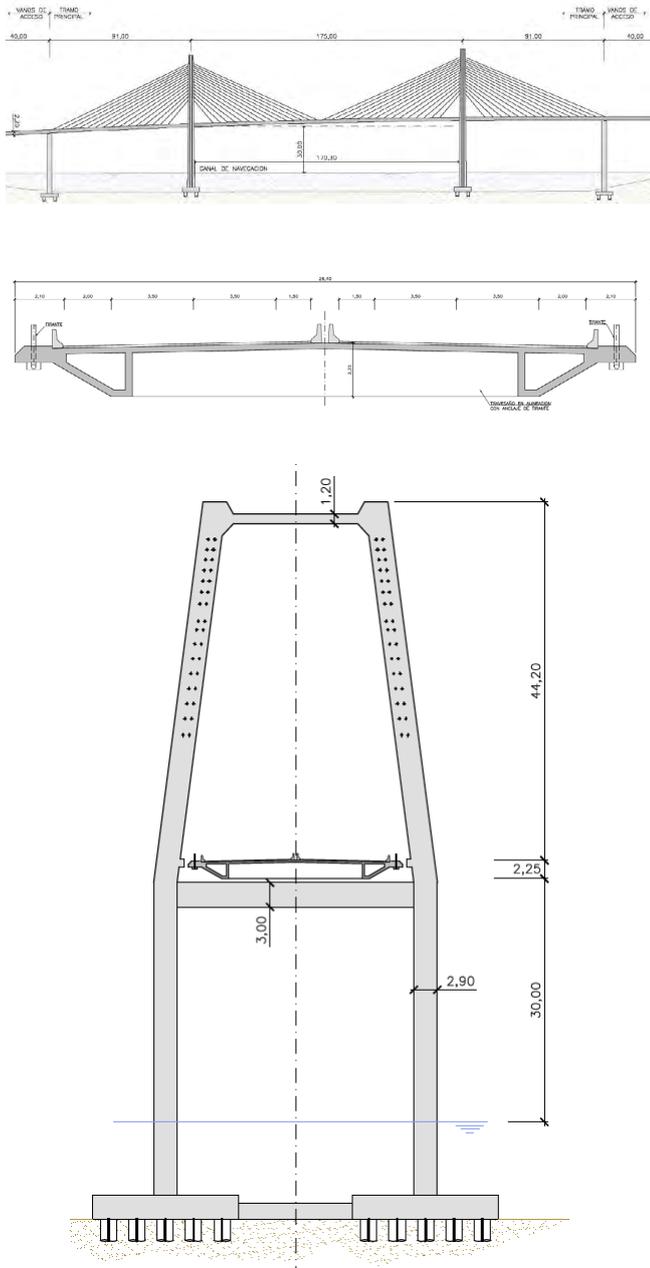


Figura 4. Variante 4.

2.3.5. Variante 5 – Puente extradadoso

Esta tipología en principio se adaptaría mejor a la luz del vano principal propuesto que las soluciones atirantadas. Se plantea así una solución extradadosa de 178 m de luz, contablero de canto mínimo 3.40 m (L/52) en centro de vano y de canto máximo en apoyos 5.50 m (L/32). En relación a la solución atirantada permite abaratar costes al poder usar cables de pretensado convencional, aunque, por otra parte, al ser más tendidos pierden eficacia y se destinarían solo a resistir acciones permanentes, debiendo disponerse una sección de canto suficiente como para resistir las sobrecargas de tráfico. La sección transversal del tablero se diseña con la misma filosofía que la Variante 2, cajón central y voladizos apoyados en jabalcones.

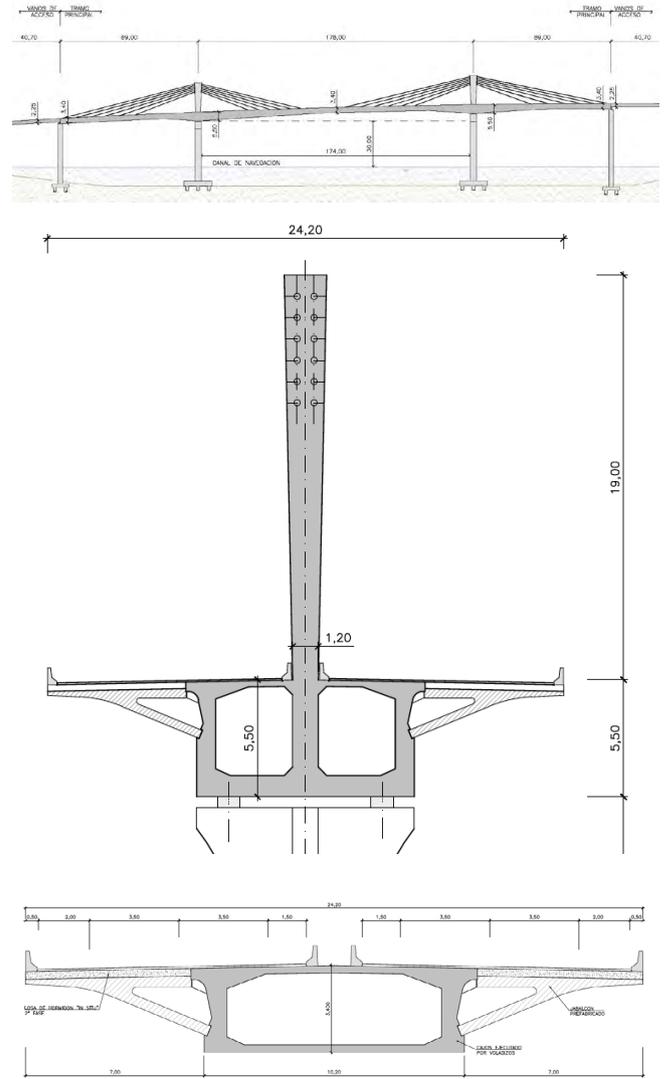


Figura 5. Variante 5.

2.3.6. Variante 6 – Arco metálico de tablero inferior

Arco de tablero inferior tipo Bowstring de 175 m de luz, autoequilibrado frente a acciones verticales por el tirante inferior que materializa el propio tablero, de tal forma que los efectos introducidos sobre las pilas bajo carga permanente son únicamente verticales. La flecha propuesta para el arco es de 33.0 m, lo que supone una relación flecha luz de $f/L = 5.40$. El arco está compuesto por dos planos verticales independientes arriostrados entre sí frente a los efectos de la inestabilidad fuera de su plano. La sección del tablero planteada está compuesta por 2 cordones principales longitudinales donde se anclan las péndolas y de donde se apoyarán los travesaños que reciben el peso de la losa de compresión que conforma la plataforma.

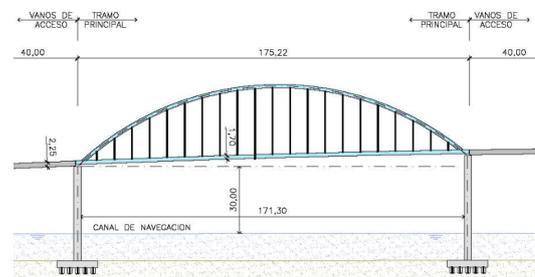


Figura 6. Variante 6.

2.3.7. Variante 7 – Viga en celosía metálica

La solución propuesta consiste en una viga continua en celosía tipo Warren mixta de canto constante 9.00 m ($L/20$), planteando una secuencia repetitiva de vanos de 100.0 m de luz, adyacentes al vano principal de 180.0 m, y terminando en vanos de compensación de 85 m. Se plantea que sea ejecutada mediante empuje desde ambas orillas del río hasta unirse en el centro del vano principal. Presenta como principal ventaja la reducción de la subestructura necesaria en los vanos de acceso. La sección tipo del tablero es rectangular 14.90x9.00 m, y está conformada por los cordones longitudinales de la celosía, por los travesaños que sirven de apoyo a la losa de compresión dispuesta sobre la celosía, y por los arriostramientos del cordón inferior. La losa de compresión se conectará a la perflería de la celosía mediante pernos conectadores.

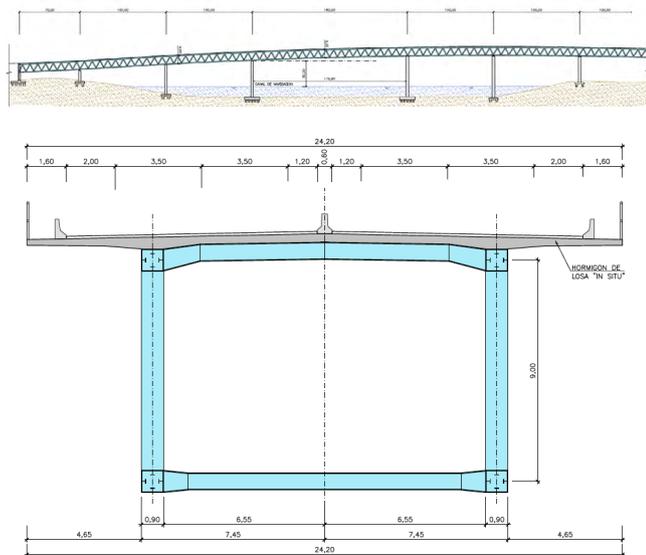


Figura 7. Variante 7.

2.3.8. Selección de variantes y alternativas finales a desarrollar

Del conjunto de alternativas preliminares anteriormente expuestas se procedió a descartar, por los motivos que se indican a continuación, las siguientes:

- Variantes 6 y 7: al no ser la estructura metálica habitual en Paraguay, estas soluciones se condicionarían enormemente a la importación de mano de obra y maquinaria auxiliar muy especializada.
- Variante 1: dos tableros representan mayor coste de mantenimiento y doble coste en subestructura frente a un tablero único.

- Variante 5: compleja de diseño y construcción y así como con menor impacto estético que una atirantada. Igualmente la menor experiencia en puentes así ejecutados, llevaría a un posible riesgo tanto en su ejecución como en la de estimación de su coste.
- Variante 3: el doble pilono presenta estéticamente una simetría que aventaja a la solución de pilono único para este entorno.

Por tanto, el estudio finalmente quedó centrado en las dos alternativas siguientes:

- Solución de cajón único: es la que mejor se adapta técnica y económicamente al problema. No dispone en cambio de los matices formales diferenciadores que son deseados en el puente principal por la Propiedad.
- Solución atirantada con dos pilonos: para mejorar la ventaja sobre el pilono único y que la solución atirantada tenga sentido estructural, se planteó que la luz principal fuese aumentada de 180 m a 260 m, con la intención de buscar con este puente una referencia visual del paso del río Paraguay por Asunción.

3. TABLERO EN SECCIÓN CAJÓN ÚNICO

Esta alternativa consiste en un tablero en sección cajón único, de 3 vanos de 90.00+180.00+90.00 m, resultando una longitud final de 360.00 m. El tablero es de canto variable desde 9.00 m en apoyos hasta 4.00 m en centro de vano y en los apoyos extremos.

La sección de tablero se constituye por un cajón principal central que aporta la capacidad resistente a flexión longitudinal y que se ejecuta mediante voladizos sucesivos desde ambas pilas. Dispone de un ancho de la losa inferior de 9.00 m y un ancho de la losa superior de 10.60 m. Los espesores dispuestos son 0.40 m constante en losa superior, variable de 0.50 m en centro de vano a 0.60 m en apoyos para las almas verticales y variable de 0.40 m en centro de vano a 1.20 m sobre apoyos para la losa inferior.

Para conformar el ancho completo de 28.45 m de la calzada doble, se amplía el cajón central mediante jабalcones prefabricados de geometría constante, adosados a los costados del cajón cada 3.50 m, y sobre ellos se disponen prelosas prefabricadas sobre las que hormigonar la losa de compresión de 0.25 m de espesor. Cada jабalcón se conecta al cajón apoyando

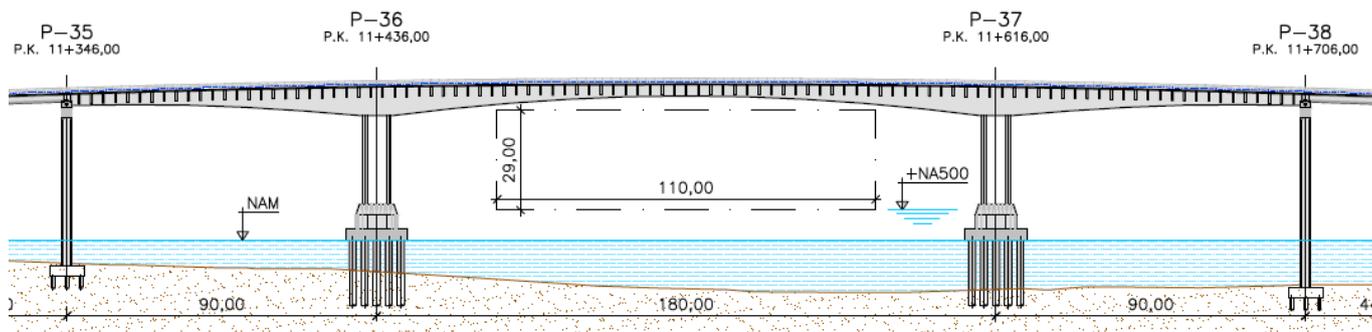
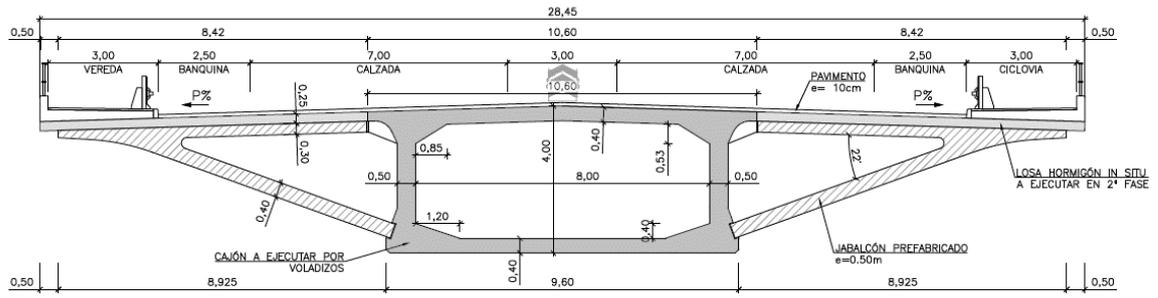
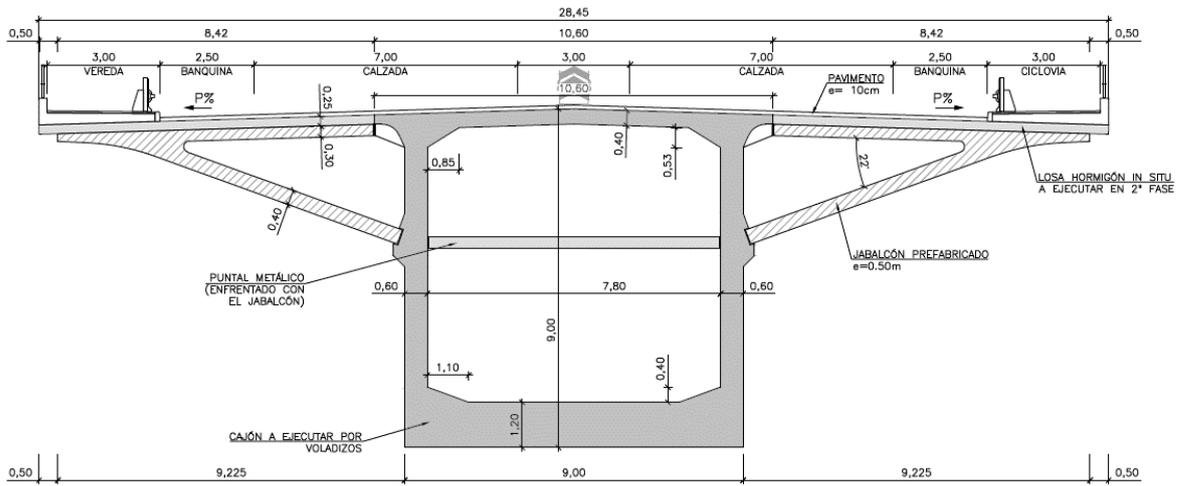


Figura 8. Solución alternativa con cajón único.



SECCIÓN TIPO CENTRO DE VANO (C=4.00m)



SECCIÓN TIPO CANTO MÁXIMO (C=9.00m)

Figura 9. Secciones transversales viga-cajón.

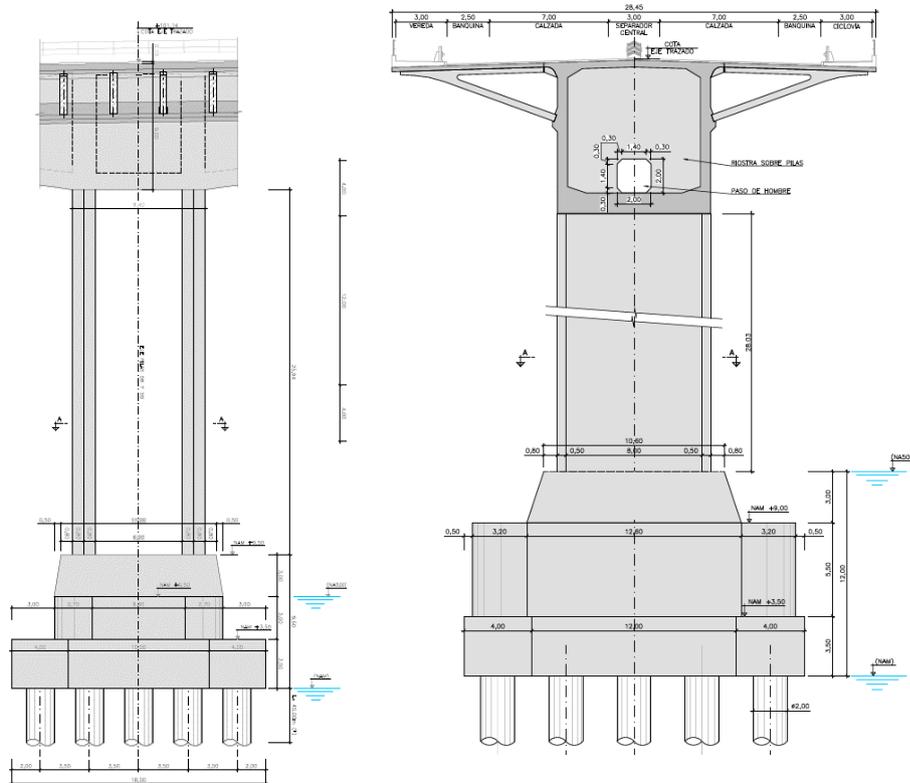


Figura 10. Alzados frontal y lateral de pila.

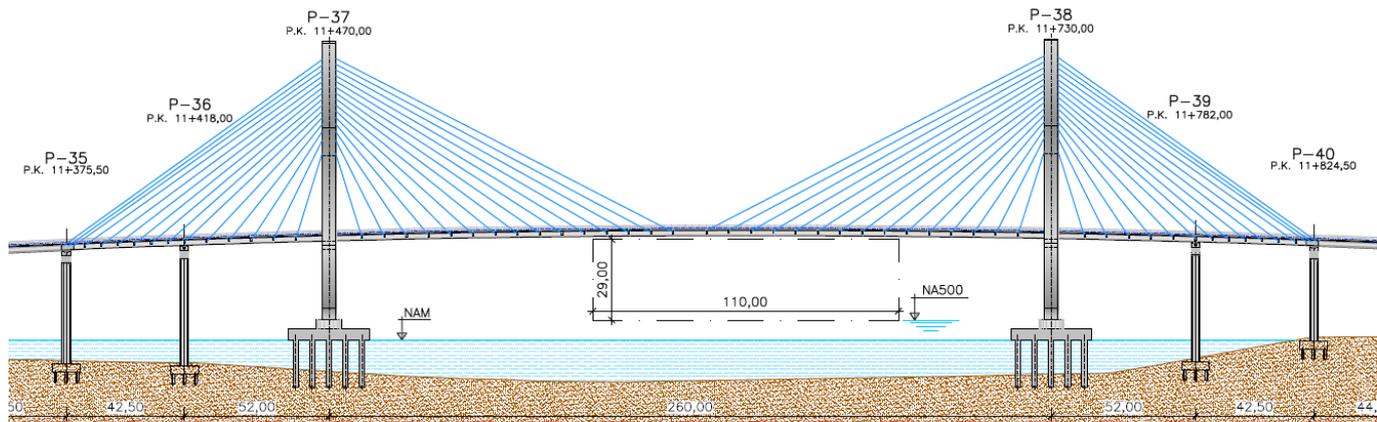


Figura 11. Solución alternativa puente atirantado de doble pilono.

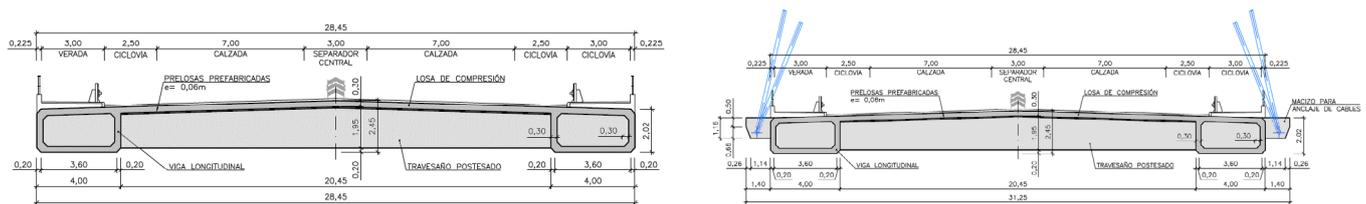


Figura 12. Sección transversal tipo y por zona de anclajes.

simplemente su pata inferior y mediante barras pretensadas su pata superior. Al ser los jabalones de geometría constante, en las secciones del cajón que es necesario apoyar las patas inferiores de los mismos sobre las almas se disponen puntales metálicos horizontales que conectan ambos pies, autoequilibrando los empujes horizontales inducidos y anulando el efecto sobre las almas.

Las pilas se componen de dos tabiques de 9.00x1.60 m de sección mínima. Dichos tabiques se empotran en el tablero mediante sendas riostras que permiten a la pila garantizar el equilibrio ante el descentramiento de cargas durante la ejecución de cada dovela. La cimentación de estas pilas se diseña mediante encepados de 25 pilotes de diámetro 2.00 m y 42.0 m de longitud. Sobre el encepado de estos pilotes se prevé un tajamar para proteger la pila del impacto de embarcaciones.

4. PUENTE ATIRANTADO DE DOBLE PILONO

Esta solución consiste en un tablero atirantado desde dos pilonos, con una luz principal de 260.0 m y unos vanos de compensación de 94.50 m., resultando una longitud total de tablero de 449 m. El canto del tablero se propone constante en toda la longitud de valor 2.45 m.

El atirantamiento propuesto es en abanico con dos planos de tirantes que arrancan de ambos bordes del tablero. El esquema estructural propuesto para este elemento consiste en disponer dos vigas cajón longitudinales postesadas de dimensiones 4.00x2.00 m y paredes de espesor 0.40 m, sobre las que se apoyan una serie de travesaños cada 2.00 m, tam-

bién postesados, conformándose así el emparrillado resistente principal. El canto de los travesaños es 2.00 m y su espesor 0.40 m, estando previsto disponer sobre ellos prelasas prefabricadas sobre las que hormigonar la losa de compresión de 0.25 m de espesor.

Tablero y pilas se vinculan coaccionando el movimiento vertical con apoyos tipo POT y transversalmente con neoprenos que actúan como topes, al disponerse entre la riostra de apoyo del tablero y unos recrecidos dejados a tal efecto en los pilonos. El tablero se fija longitudinalmente a uno de los pilonos y se le permite moverse longitudinalmente, tanto sobre el otro pilono como sobre las pilas extremas. Cuando se ejecuten las primeras dovelas sobre el pilono, y mientras no se alcancen los primeros cables, se requerirá una vinculación adicional provisional, materializada mediante el uso de torres metálicas que permitan apoyar los vanos iniciales en voladizo.

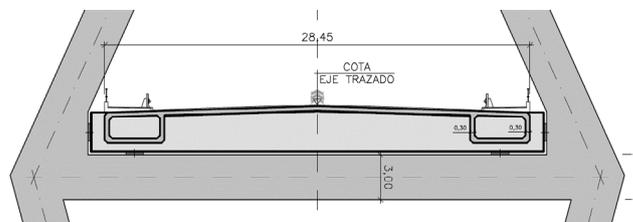


Figura 13. Vinculación tablero - pilono.

Las dovelas propuestas ejecutar son de 8.00 m de longitud, anclándose cada pareja de cables 2.00 m por detrás de cada frente de fase. Así resulta necesario disponer un total de 15 cables en cada plano. El primer cable se anclará a una distancia de aproximadamente 12.00 m del eje del pilono, quedando esa zona inicial simplemente apoyada sobre él.

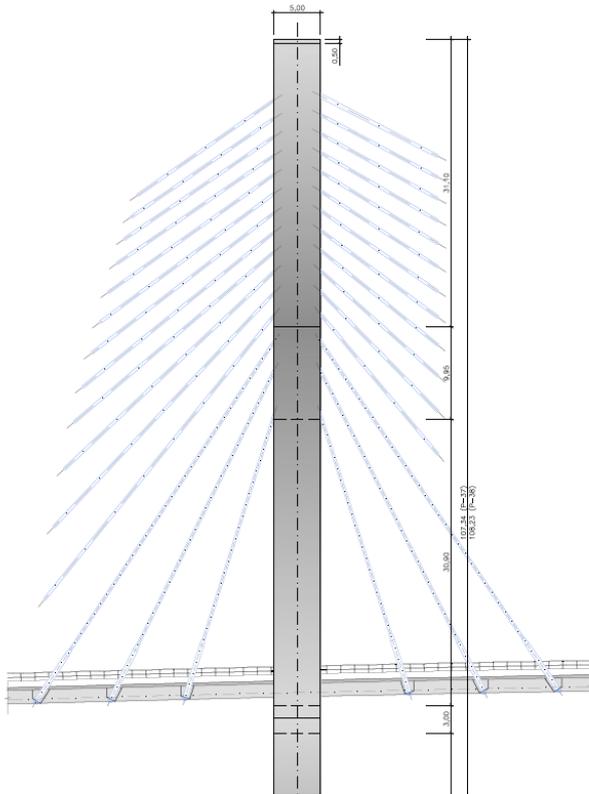


Figura 14. Anclaje de cables a pylon y en arranque de tablero.

En base a consideraciones de tipo estético y formal el Cliente sugirió el diseño de un pylon que quedara rematado por un fuste único. Con este condicionante, y dado el gran ancho del tablero, resultaba inadecuado plantear un pylon en A, al generarse una separación muy grande entre fustes a nivel de cimentación. Es por ello que la solución elegida es un pylon compuesto por un gran diamante, en cuya diagonal horizontal se materializa el travesaño que sirve de apoyo al tablero y de cuyo vértice superior arranca un mástil de hormigón de sección 5.00x3.00 m, donde quedan anclados todos los cables, tanto del vano de compensación como del principal. Los brazos inferiores del diamante que contornean el tablero, hasta alcanzar una altura de 59.60m respecto de la cara superior de la cimentación, son también de sección 5.00x3.00 m.



Figura 15. Imagen del atirantamiento visto desde la calzada.

El esquema estructural incorpora pilas intermedias en los vanos de acompañamiento que se anclan al tablero, tanto durante las fases de ejecución como de servicio. De esta forma se consigue repartir el efecto de la retenida, que es necesario materializar para garantizar el equilibrio frente a las sobrecargas aplicadas sobre el vano principal, lo que es imperativo dada la baja capacidad portante del terreno. Por otra parte, al materializar estos puntos fijos en el tablero, que a su vez quedan conectados mediante los cables traseros al pylon, se consigue rigidizar este último elemento, permitiendo ajustar sus dimensiones.

El apoyo de los pilonos se realiza, de forma similar al caso de la solución de viga cajón, sobre un encepado de pilotes que soporta un tajamar o protección contra impactos de embarcaciones, del que arrancan los fustes del pylon. En concreto, en este caso se plantea un encepado de 26 pilotes de $\varnothing 2.00$ m y longitud 45.00 m.

El proceso constructivo se compone de las fases siguientes:

- Ejecución de cimentaciones
- Ejecución de alzados de pilonos
- Ejecución del tablero: Las primeras dovelas quedan en voladizo ya que no se dispondrá ningún anclaje de tirantes sobre las mismas, por lo que deberán ser apeadas, bien mediante alguna estructura auxiliar, bien mediante tirantes provisionales. Una vez superada esta fase, el tablero se ejecuta como sucesión continua de dovelas con ayuda de carro de avance a ambos lados del pylon. Al llegar a las pilas de retenida la conexión con el tablero se realiza mediante pretensado vertical. El proceso finaliza con la ejecución de las riostras en pilas extremas una vez colocados los cables de retenida y hormigonada la dovela de cierre.

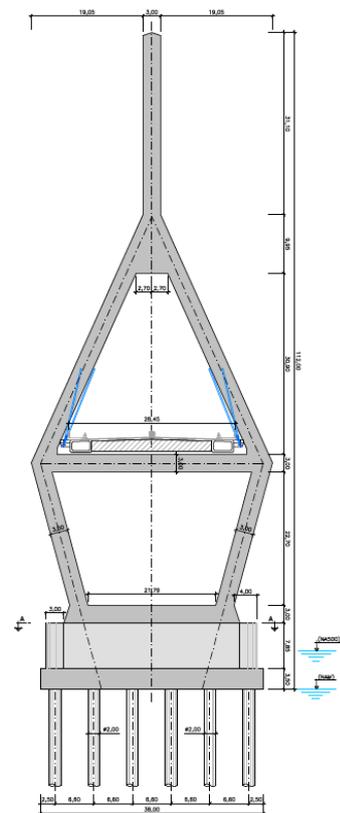


Figura 16. Geometría en alzado de los pilonos.



Figura 17. Imagen futura del puente atirantado una vez construido y ya en servicio.

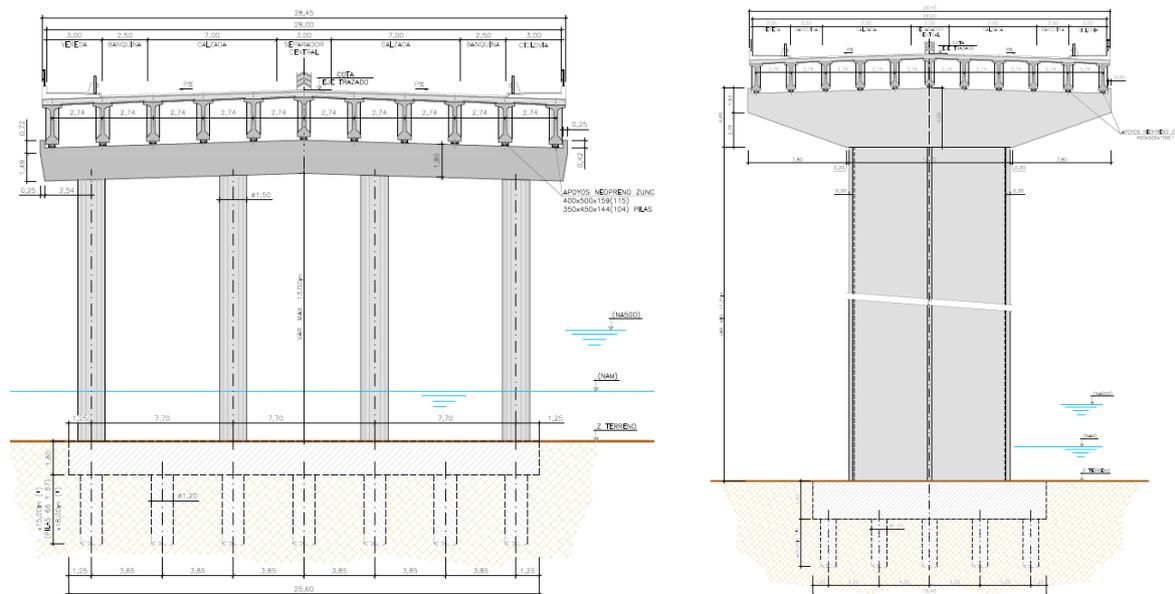


Figura 18. Alzados frontales de pilas de los vanos de acceso.

5. VANOS DE ACCESO AL PUENTE PRINCIPAL

Para los vanos de acceso al puente principal se adopta una solución basada en una sucesión de tableros de vigas prefabricadas de hormigón con luces de entre 44.50 m y 38.50 m. Los tableros se constituyen por un número variable de vigas, dependiendo del ancho de calzada de entre 5 y 11, y una losa de compresión de 0.25 m de espesor. Las vigas se diseñan postesadas y con un canto de 2.15 m, planteándose su colocación mediante lanzador.

Las pilas se diseñan con diferente tipología en función de su altura: para las de altura menor se prevén pilas pórtico de cuatro fustes, cimentadas mediante encepados con una o dos alineaciones, de 8 y 7 pilotes. Cuando la altura de pilas ya es elevada, por encontrarse en las proximidades del puente principal, se utilizan fustes en cajón de doble célula con paredes de 0.40 m de espesor y dimensiones totales 12.70x3.80 m, rematados por un capitel en forma de marti-

llo de canto máximo 4.70 m. La cimentación de este tipo de pilas se realiza mediante encepados.

6. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se desprende que para la construcción del nuevo puente sobre el río Paraguay en Asunción existi-

rían dos alternativas que se ajustarían a los requisitos exigidos por el M.O.P.C. Ambas son tipologías bien conocidas técnicamente: por un lado, la de voladizos sucesivos, que se ajusta más a los precedentes existentes en la zona de estudio y cuyo coste está más ajustado. Por otra parte, la solución de puente atirantado cumple mejor con el requisito de conseguir un elemento visual y estético diferenciador, para la nueva entrada a la capital del estado. Finalmente la decisión adoptada se decantó por esta segunda solución.



Figura 19. Imagen del enlace del viaducto de acceso del lado Asunción con el viario existente.

Flexural Capacity of Corroded Post-tensioned Concrete Beams: Large Scale Tests and Numerical Simulation

Resistencia a flexión de vigas postensadas de hormigón con corrosión: Ensayos a gran escala y simulación numérica

Antonino Recupero^{*,a}, Nino Spinella^b, Antonio R. Mari^c, Jesús M. Bairán^d

^a Assistant Professor. Dr. Dept. of Engineering, University of Messina, Italy

^b Dr. Research Fellow, Dept. of Engineering, University of Messina, Italy

^c Prof. Dr. Dept. of Civil and Env. Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain

^d Assistant Prof. Dr. Dept. of Civil and Env. Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain

Recibido el 22 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

ABSTRACT

An experimental campaign was carried out at the University of Messina to study the influence of the tendon corrosion on the response of post-tensioned concrete beams under transversal loads. Six beams were cast in 2006 and subjected to induced corrosion of the tendons by injecting a chemical solution or an acid in some parts of the duct. The results showed that the load bearing capacity was reduced up to 50%, with respect to the tested un-corroded beam. The tests were simulated by means of a non-linear time dependent analysis model, developed at UPC, showing its capacity to capture the effects of corrosion along the time and to estimate the degree of corrosion.

©2022 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

KEYWORDS: Post-tensioned, concrete, beam, corrosion, tests, strength, non-linear analysis.

RESUMEN

En la Universidad de Messina se llevó a cabo una campaña de ensayos sobre para conocer los efectos de la corrosión sobre la respuesta estructural de vigas postensadas bajo cargas transversales. En 2006 se construyeron 6 vigas que se sometieron a corrosión inducida de los cordones, mediante inyección de una solución química o ácido en partes de las vainas. Los ensayos bajo carga mostraron una reducción de hasta el 50% de la capacidad portante. Los ensayos fueron simulados con buena aproximación mediante un modelo de análisis no lineal en el tiempo desarrollado en la UPC, mostrando la capacidad del mismo para captar los efectos del deterioro del acero y el grado de corrosión a lo largo del tiempo.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Postensado, hormigón, viga, corrosión, ensayo, resistencia, análisis no lineal .

1. INTRODUCTION

The corrosion of steel reinforcements in concrete is a long-standing a global problem that has caused widespread damage to concrete structures [1]. Therefore, research on the influence of steel corrosion on the global behavior of concrete structures

has been both intensive and extensive in the past few decades [2,3]. However, studies have focused more on reinforced concrete (RC) structures than on prestressed concrete (PC) structures, even though PC structures have been used in many constructions and are increasingly being used in new constructions that are particularly vulnerable to steel corrosion [4].

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: antonino.recupero@unime.it (Antonino Recupero).

Since their first uses, the PC elements, especially when placed in an aggressive environment, showed a certain degree of vulnerability. The tendons are prone to the corrosion in a faster way than plain rebar, with impacts in terms of efficiency and durability of whole structure. Moreover, the structures involved in corrosion phenomena were mainly exposed to severe environmental conditions (i.e. bridge, external part of building).

In PC structures, the high stress level in the tendons radically modifies the steel corrosion process. The stress corrosion is characterized by the coupling between the conventional corrosion (pitting attacks in chloride environment) and the steel micro-cracking, the latter induced by the high stress level and hydrogen embrittlement [5]. Contestually, for a low corrosion level of tendon and under normal service loading, the steel micro-cracking can lead to the brittle failure. An example of PC structure failure is the Santo Stefano bridge, built in 1954 and designed by Professor Riccardo Morandi, along the coast of the Mediterranean Sea in Sicily. This post-tensioned bridge suddenly collapsed on 1999 without any warning. The main cause of collapse was the uniform corrosion of tendons due to the non-correct injection of the ducts [6].

However, studies regarding the structural response of PC structures affected by corrosion are still rather limited, if compared to the literature about corroded RC elements [7–9]. In addition, most of the studies are focused to the non-destructive monitoring of PC members, to assess the damage evolution due to corrosion phenomena [10,11].

In this scenario, this work presents the experimental and numerical results of a research project about the influence of tendon corrosion on the performances of PC beams.

In 2006, a set of PC beams was casted at the University of Messina Laboratory. Some defects were artificially created along part of the tendon and the specimens were stored in the basement of the lab building. After twelve years, a destructive test campaign was carried out to investigate the degradation of the load bearing capacity of six beams due to the corrosion evolution.

The experimental results, in terms of crack pattern and load-deflection response, are reported and commented. Moreover, a non-linear time dependent analysis model has been developed at Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), and it is used to reproduce the effects of corrosion along the time and also to estimate the degree of corrosion.

2. DESCRIPTION OF THE EXPERIMENTAL CAMPAIGN

The PC specimens had a rectangular shape (400×250 mm) and a total length of 6300 mm. Prestressing was carried out using 4 tendons of 7-wire 0.6" strands, and steel with an ultimate tension capacity of $f_{ys} = 1860$ MPa was used. The cable was placed along the centroid axis (figura 1). The longitudinal reinforcement was achieved with $2\phi 18$ both at top and bottom of the cross-section. The transverse reinforcement was realized with closed stirrups $\phi 8/100$ mm, except for a closest spacing (80 mm) at the ends of the beam and for a transfer length of

800 mm (figura 1). The FeB44k steel rebar was used, with a minimum yield strength of 430 MPa.



Figure 1. Reinforcement setup.

The concrete compressive strength was experimentally evaluated as $f_{cm} = 69.7$ MPa.

Each tendon was tensioned by a total tension force of 756 kN. For T2 beam, half of maximum tension force was applied (378 kN) with the aim of simulate a cable tension loss.

The others beams were damaged making one or more holes along the beam length and introducing a chemical solution or an acid to locally corrode the tendons. The artificial defects should simulate the imperfect injection of the ducts.

All specimens were designed to achieve a bending failure. The shear span-effective depth ratio (a/d) was set more than 10, and the longitudinal reinforcement was calculated taken into account the bending moment at Ultimate Limit State (ULS).

The test setup is represented in figura 2. A three points test was performed by using a pneumatic actuator having a capacity of 1000 kN and a maximum stroke of 700mm was used. Two steel plates, with two cylinders interposed, and a rubber layer over the concrete surface were used to avoid a local failure under the point load.

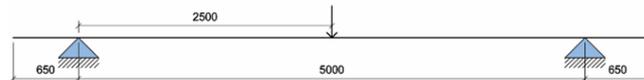


Figure 2. Test setup.

3. TESTS RESULTS

The specimens subjected to transversal load have been identified as T1, T2, T3a, T4a, T6a and T6b. All six tests have been performed by loading and unloading the beam at increasing load levels for beam T1 (load control), and at increasing displacement levels for the other beams (displacement control): T2, T3a, T4a, T6a and T6b, respectively.

3.1 Beam T1

The beam T1 was without any defect. It was a benchmark specimen with a prestress of tendon equal to target tensile strength (756 kN). Unlike the other beams, this test was performed under force control. Six loading cycles were executed at the following load levels: 25, 50, 75, 100, 130 and 150 kN, respectively.

The response behavior was almost linear until the load level of 100 kN. Then, a stiffness decay was observed, with a soft slope of the curve. The cycle at 130 kN allowed to achieve the maximum load bearing capacity of the beam, and a fast drop of the beam at the mid-span was occurred.

In figure 3, the crack pattern at failure of the region under the load point is reported. It is typical of the bending failure. The top region of the beam has been characterized by crushing of concrete in compression, which has led to the failure.



Figure 3. Crack pattern at failure of beam T1.

3.2. Beam T2

Also the beam T2 was without any defect. However, to simulate a loss of prestressing force, the tendon was prestressed at the 45% of allowable tensile strength.

This test this test, together with all the others, has been performed under displacement control. In this case, seven cycles have been performed at different displacement levels: 10, 20, 40, 60, 80, 100, 120 and 150 mm, respectively.

The response behavior has been almost linear until the imposed displacement of 60mm. At the corresponding load level (about 75 kN), an evident cracking and a stiffness decay has been observed. The cycle at 120 mm allowed to achieve the maximum load bearing capacity of the beam of about 107 kN, then the wide cracking of the plastic hinge region, under the point load, has been also characterized by a softening of the load-displacement curve.

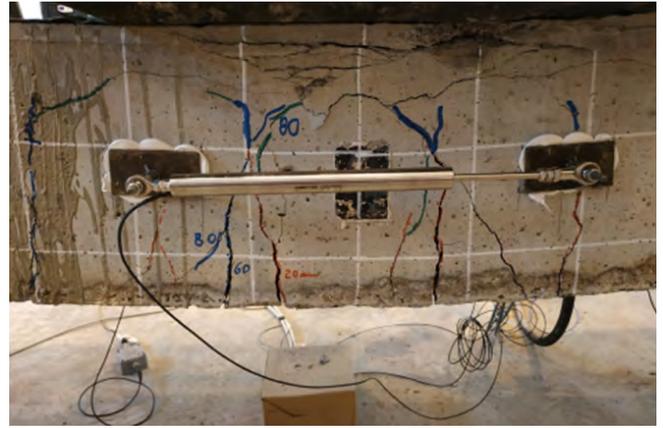


Figure 4. Crack pattern at failure of beam T2.

3.3. Beam T3a

The beam T3a was damaged with a hole inside of the duct at 1/2 of the beam length. A chemical solution was injected in the small tank, 100 mm long, to cause a localized corrosion of the tendon. The test was performed under displacement control, and seven cycles were executed at the following displacement levels: 10, 20, 40, 60, 80, 100 and 140 mm.

The response behavior has been also linear until a maximum load of less than 60 kN, see figure 5.



Figure 5. Crack pattern at failure of beam T3a.

It is almost half of the bearing load achieved by the T1 beam. At the fourth cycle the maximum load bearing capacity of the beam (about 60 kN) has been recorded. The force peak has been followed by a load abruptly decay, and a typical noise of steel breaking has been heard. Probably a strand broke or frayed, in fact the next cycles have been characterized by both lower stiffness and load, with subsequent drops of force. The corrosion in the middle of the tendon has drastically changed the capacity of the beam.

3.4. Beam T4a

This specimen was damaged with a hole inside of the duct at 1/4 of the beam length. A chemical solution was injected in the small tank, 100 mm long, to cause a localized corrosion of the tendon.

The test has been performed under displacement control, and six cycles have been carried out: 10, 20, 40, 80, 100 and 200 mm, respectively.

The response behavior has been almost linear until a load less than 50 kN. At the fourth cycle, the stiffness decay, and the load-displacement curve showed a new branch with different slope. The last cycle has allowed to achieve the maximum load bearing capacity of the beam (more than 60 kN), followed by two subsequent drops of force.



Figura 6. Crack pattern at failure of beam T4a.

3.5. Beam T6a

The beam T6a was prestressed with an un-bonded tendon and, then, the duct was filled with grease injections at 1/6, 1/2 and 5/6 of the beam length, respectively. In the empty parts of the duct, a mould was introduced to cause a spreading corrosion.

The test has been carried out under displacement control, and height cycles have been performed by applying height displacement levels: 10, 20, 40, 60, 80, 100, 120 and 150 mm, respectively.

The response behavior has been almost linear until a load less than 100 kN. It is a smaller value than the same load recorded for the T1 beam.

At the fourth cycle, the stiffness has decayed, and the load-displacement curve showed a new ascending branch with a different slope. Then, at the sixth cycle (100 mm), the maximum load bearing capacity of the beam (about 120 kN) has been reached.

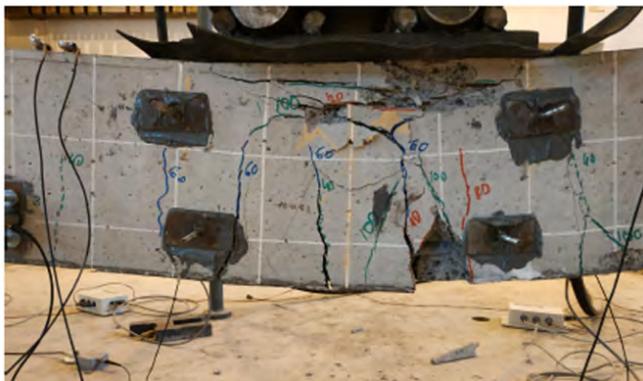


Figura 7. Crack pattern at failure of beam T6a.

3.6. Beam T6b

The beam T6b was a companion specimen of T6a, but it was artificially damaged by introducing a different kind of mould family.

The experimental test has been performed under displacement control, and height cycles have been performed: 10, 20, 40, 60, 80, 100, 150 and 200 mm, respectively.

As for the beam T6a, the load-deflection curve has been almost linear until a load less than 100 kN. At the sixth cycle, the maximum load bearing capacity of the beam (about 115 kN) has been reached.

The experimental tests on the T6 beams allowed to record a load bearing capacity less than T1 beam, but still comparable. The un-bonded prestressing system adopted in these cases has been less prone to the damaging-corrosion action. Moreover, the induced corrosion has been widespread along the tendon. The investigation on the cables, that will be performed at the end of the first phase of the test campaign, should be provided interesting information about the real corrosion condition of the tendons.

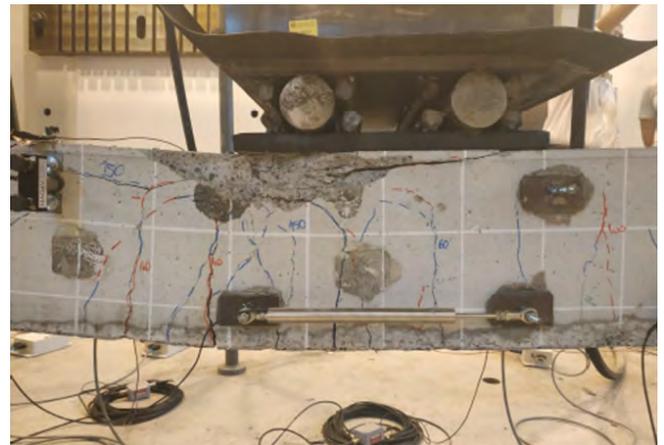


Figure 8. Crack pattern at failure of beam T6b.

4.

DESCRIPTION OF THE NUMERICAL MODEL

The model is based on the displacement formulation of the FEM, using a filament beam element with fibers subjected to a uniaxial stress state, figure 9, Mari [12]. Cracking, yielding, load reversals and the structural effects of the delayed deformations are taken into account, in the structural analysis under loads and imposed deformations. The instantaneous nonlinear behavior of concrete in compression has been considered by means of a parabolic model with a post-peak descending branch and load reversal. A smeared crack approach is used and tension stiffening is considered in the tensile stress-strain branch of concrete. The evolution of concrete mechanical properties due to aging with time have been considered according to the EC2 [13]. For reinforcing steel, a bilinear stress-strain relationship is assumed with load reversals.

Creep strain $\epsilon_{cr}(t)$ of concrete is evaluated by an age dependent integral formulation based on the principle of superposition. A Dirichlet series is used as creep function, which allows obtaining the creep strain increment at a given instant by a recurrent expression that only requires to store the stress only at the last time step, Bazant [15]. A time step-by-step procedure is performed in which increments of displacements, strains and other structural quantities are successively added

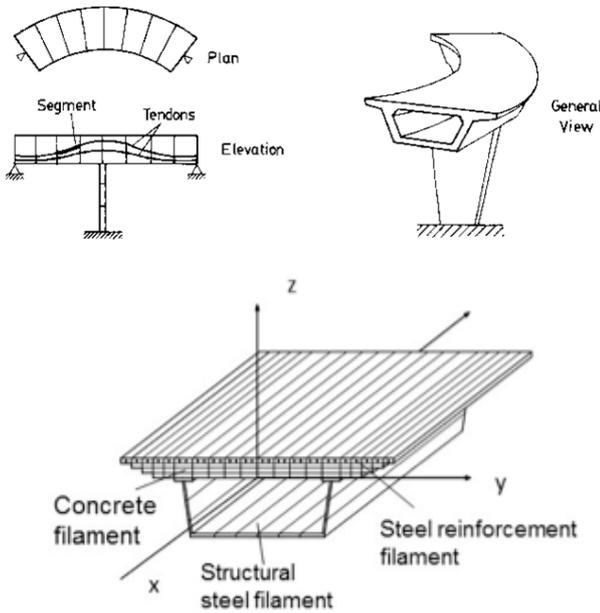


Figure 9. Filamented beam element.

to the previous totals as we march forward in the time domain. At each time step, the structure is analyzed under the external applied loads and under the imposed deformations, such as creep, originated during the previous time interval and geometry. Iterative procedures using load or displacement control, combined with incremental analyses are used to trace the structural response along the structure service life throughout the elastic, cracked and ultimate load levels. For each iteration of each load step and time instant, the following set of non-linear equations is solved:

$$\Delta R = \Delta R^i + \Delta R^{nm} + \Delta R^u = K\delta \quad (1)$$

Where the total load vector ΔR is composed by the vectors due to the internal stresses (ΔR^i), non-mechanical strains, (ΔR^{nm}) and unbalanced forces due to non-linearities (ΔR^u) of the previous iteration, K is the updated stiffness matrix according to the materials state and δ is the vector of nodal displacements. The time-dependent performance of the model was experimentally checked by Marí and Valdés [16], and has been widely used for the non-linear time-dependent analysis of structures including segmentally constructed, deteriorated and strengthened structures Marí et al. [17], Fernández et al. [18].

5. SIMULATION OF THE STRUCTURAL EFFECTS OF PRESTRESSING STEEL CORROSION

In the present model, post-tensioning tendons, that can have a straight or parabolic layout, are divided into segments. A segment is the part of the tendon which lies inside an element and is considered straight, and have a constant force see figure 9. When stressing the tendons, the force along the cable varies due to prestressing losses so, at each segment, the force is different. At both ends of each element forces and moments

are generated that give place to the so-called prestressing loads applied at the nodes. Once the tendons are bonded by grouting the ducts, their deformation follow that of the concrete. Then, under applied external loads, the variation of strain at any prestressing segment is obtained calculating the new position of its ends and, therefore the variation of its length. This increment of strain is added to the previous strains, then prestressing stresses are obtained from the constitutive equation of steel, after subtracting the relaxation losses along the elapsed time. The prestressing loads are, then, updated and the new system of non-linear equations is set.

Corrosion of prestressing steel produces a loss of the area of the affected wire, and consequently a loss in the prestressing force, thus resulting in a loss of flexural capacity and stiffness. The loss of steel area due to corrosion is estimated through the following equation:

$$A_p(t) = A_p(t_0)[1 - D_c(t)] \quad (2)$$

Where $A_p(t_0)$ is the initial area of prestressing steel, t is the elapsed time since the initiation of the corrosion and $D_c(t)$ is a function defining the time evolution of the damage:

$$D_c(t) = \left(\frac{t - t_i}{t_f - t_i} \right)^\beta \quad (3)$$

Where t_i is the instant of the initiation of the corrosion, t_{fs} is the instant when the steel is totally corroded and $A_p(t_f) = 0$; β is an exponent related to the corrosion rate. For $\beta = 1$, the reduction of steel area is linear, while for $\beta > 1$ and $\beta < 1$ the reduction is faster or slower than linear, respectively. If the corrosion rate, v_{cor} , is known, t_f can be calculated for $\beta = 1$ as:

$$t_f = t_i + \frac{A_p(t_0)}{v_{cor}} \quad (4)$$

The reduced steel area is then adopted by the model, and new internal resisting load vector, prestressing loads and unbalanced load vectors are computed. Then, the iterative procedure, inherent to the non-linear analysis, identifies the lack of equilibrium due to the loss of steel area and prestressing force, and automatically generates the corresponding unbalanced forces to restore equilibrium, Marí et al. [17]

6. COMPARISON OF TESTS RESULTS AND NUMERICAL SIMULATIONS

The tests previously described have been used to check the capacity of the model to capture the structural effects of prestressing steel corrosion. For this purpose, the tests have been simulated, introducing the same load cycles and the load-deflection curves, were obtained and compared with the experimental ones. It must be remarked that the degree of corrosion of the tendons is not known a priori, so previously to the simulation of the tests, a study devoted to estimate the loss of steel area in order to obtain a similar loss of capacity, was done. The results of such study provided a value of 67,8% loss of steel

area. Then, assuming $\beta = 1$, the final instant $t_f = 6400$ days was derived from Eq. (4) and adopted for the tests simulation.

The beams were idealized by means of 20 equal 1D equal finite elements of 250 mm length, connected by 21 nodes. The cross section was discretized into 100 layers of 2.5 mm thickness. A concrete modulus of elasticity $E_c = 33\,000$ MPa was adopted. Mild steel was simulated as an elastic-plastic material with yield stress $f_y = 4\,200$ MPa. Prestressing steel was considered a bilinear with $f_{py} = 1\,600$ MPa, $f_{pu} = 1\,860$ MPa, $E_p = 195\,000$ MPa and $\epsilon_{psu} = 0.035$.

After application of the prestressing and self-weight loads at 14 days after casting the beams, a time-dependent analysis was performed during a period of 4400 days, obtaining the prestressing losses, deflections and redistribution of stresses along the time. Then, a point load was applied at the beam mid-span, following the same loading path than in the tests, up to failure. In the following, the results of the analysis of beams T1, T3 and T4, which correspond to those with bonded tendons and stressed with the maximum allowable prestressing force, are presented.

Figure 10 shows the experimental and numerically obtained load-deflection curves of beam T1, without induced corrosion.

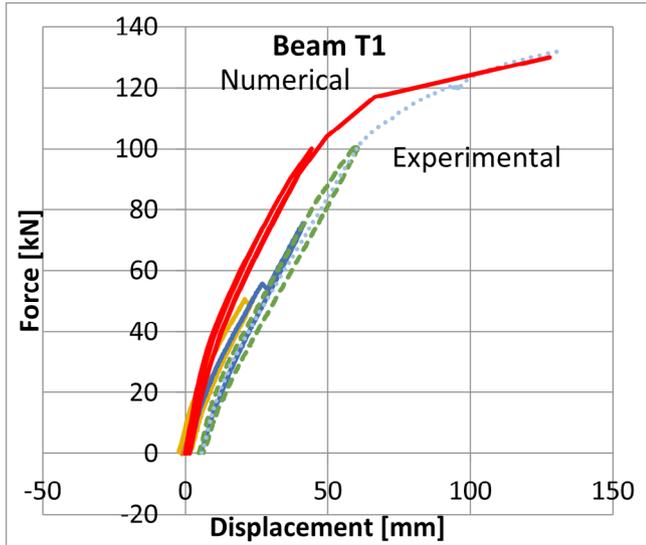


Figure 10. Load-displacement curves, beam T1

Load control was used in this test, for the six loading and unloading cycles until reaching 25, 50, 75, 100, 130 and 150 kN. The ultimate load found was 130 kN, therefore, only 5 cycles are represented in figure 10. It is observed that the ultimate capacity is very well captured by the numerical model, although the experimentally measured deflections were higher than those numerically obtained.

Beam T3 was corroded in a portion of 1 m length placed at mid-span of the beam. The test was performed under imposed displacements, unloading until zero load was reached, for each cycle. Figure 11 shows the theoretical and the experimentally measured load-deflection curves

It can be observed that the ultimate capacity has been well captured by the numerical model, but there are differences in the shape of the load-displacement curves. The experimental curve shows a lower stiffness and, in addition, a sudden drop of capacity for an imposed displacement of 50 mm,

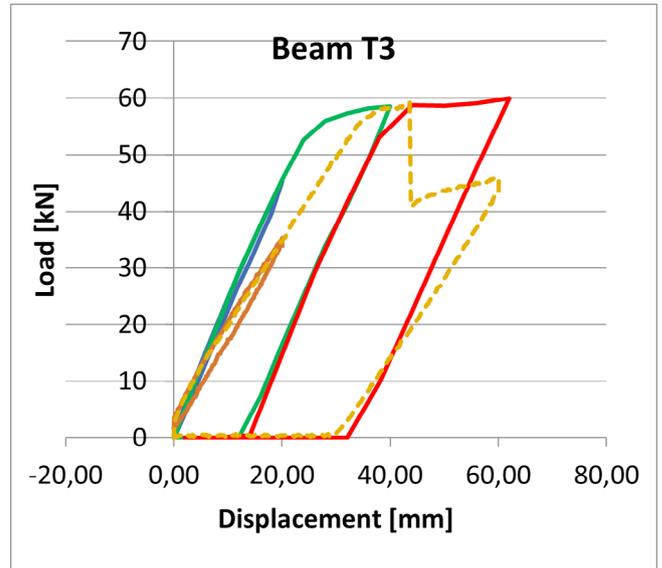


Figure 11. Load-displacement curves, beam T3a.

probably due to the break of a wire. Such phenomenon has been not captured by the model, since the constitutive equation of the steel has not been modified as consequence of the corrosion.

Beam T4 was damaged by injecting a chemical solution in a length of 100 mm long, at 1/4 of the length (symmetrically) to cause a localized corrosion of the tendon. The test was performed under displacement control, by means of 6 cycles of 10, 20, 40, 80, 100 and 200 mm, respectively. The ultimate load reached experimentally was 62.3 kN for a displacement of 85 mm, while the numerical model has predicted 64.5 kN for a displacement of 84 mm. Again, the experimental results showed a lower stiffness, although the predictions are quite coincident with the experimental results, as shown in figure 12.

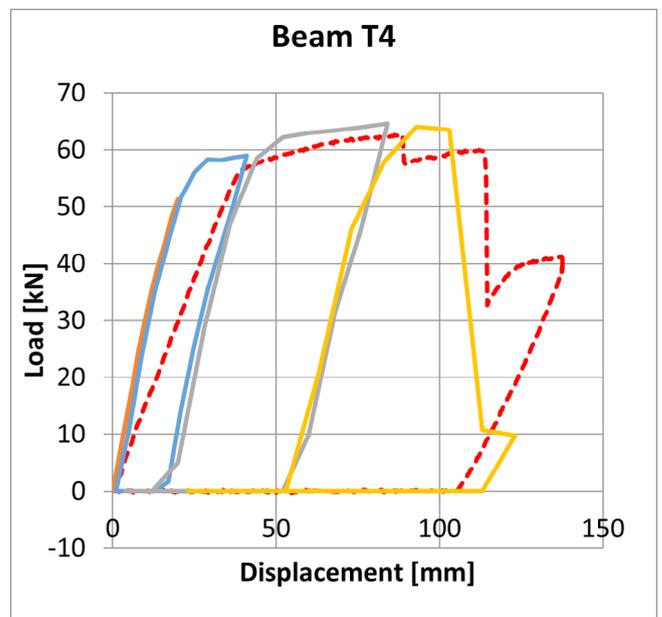


Figure 12. Load-displacement curves, beam T4

CONCLUSIONS

In this work, the experimental results of a group of tests on corroded post-tensioned concrete beams have been presented. The results show that corrosion reduce the load bearing capacity, the stiffness and the displacement at failure of the beam.

In particular, for the tested beams, the reduction of the ultimate load has reached almost 50% with respect to the un-corroded beam. The displacements for the ultimate load were reduced from $L/20$ for the uncorroded beam to $L/42$ and $L/85$ for the corroded beams T3 (corrosion at midspan) and T4 (corrosion at $1/4$ length), respectively.

During the cycling load tests, a sudden drop of the load bearing capacity have been observed for large displacements, probably due to the rupture of some wires.

In addition, a numerical model for the non-linear and time-dependent analysis of RC and PC structures, previously developed, has been extended to take into account the loss of prestressing steel area and force on the structural response. The model has been used to simulate the tests of the un-corroded and corroded beams, showing very good agreement with the experimental results, especially in terms of load bearing capacity. However, the experimentally measured displacements were bigger than those obtained numerically. In addition, the model did not reproduce the sudden drop of capacity observed in some tests, probably due to the rupture of prestressing wires, thus indicating the need to modify the material properties of the corroded steel.

Acknowledgements

The third author wants to thank the University of Messina for the financial support during his stay at UniME. The numerical model CONS developed at UPC was extended to incorporate the corrosion effects, in the framework of research project SEDUREC developed at CIMNE, financed by the Spanish Ministry of Science and Technology. The authors want to thank especially Mr. Tindaro Mascali, Master's student of UniME for his help in the numerical simulation of the tests during his stage at UPC.

References

- [1] Li, C.Q., Yang, Y. & Melchers R.E. (2008) Prediction of reinforcement corrosion in concrete and its effects on concrete cracking and strength reduction, *ACI Mater. J.* 105: 3–10. <https://doi.org/10.14359/19201>.
- [2] Imperatore, S., Rinaldi, Z. & Drago, C. (2017) Degradation relationships for the mechanical properties of corroded steel rebars, *Constr. Build. Mater.* 148: 219–230. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.04.209>.
- [3] Giordano, L., Mancini, G., Tondolo, F. (2009) Numerical Interpretation of Bond Between Steel and Concrete in Presence of Corrosion and Cyclic Action, *Key Eng. Mater.* 417–418: 349–352. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.417-418.349>.
- [4] Recupero, A., Spinella, N. & Tondolo, F. (2018) A model for the analysis of ultimate capacity of RC and PC corroded beams, *Adv. Civ. Eng.* <https://doi.org/10.1155/2018/8697109>.
- [5] Nürnberger, U. (2002) Corrosion induced failure mechanisms of prestressing steel, *Mater. Corros.* 53: 591–601. [https://doi.org/10.1002/1521-4176\(200208\)53:8<591::AID-MAC0591>3.0.CO;2-X](https://doi.org/10.1002/1521-4176(200208)53:8<591::AID-MAC0591>3.0.CO;2-X).
- [6] Colajanni, P., Recupero, A., Ricciardi, G. & Spinella, N. (2016) Failure by corrosion in PC bridges: A case history of a viaduct in Italy, *Int. J. Struct. Integr.* 7 181–193. <https://doi.org/10.1108/IJSI-09-2014-0046>.
- [7] Prieto, M., Tanner, P. & Andrade, C. (2016) Multiple linear regression model for the assessment of bond strength in corroded and non-corroded steel bars in structural concrete, *Mater. Struct.* 49 4749–4763. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0822-8>.
- [8] Bossio, A., Fabbrocino, F., Monetta, T., Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. & Bellucci, F. (2018) Corrosion effects on seismic capacity of reinforced concrete structures, *Corros. Rev.* 37 <https://doi.org/10.1515/corrrev-2018-0044>.
- [9] Colajanni, P., Recupero, A. & Spinella, N. (2019) Push-Over Analysis of RC Frame with Corroded Rebar, *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 627 012020. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/627/1/012020>.
- [10] Coronelli, D., Castel, A., Vu, N.A. & François, R. (2009) Corroded post-tensioned beams with bonded tendons and wire failure, *Eng. Struct.* 31 1687–1697. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2009.02.043>.
- [11] Castel, A., François, R., Santisi d'Avila, M.P. & Jenkins, D. (2018) New service limit state criteria for reinforced concrete in chloride environments, *Corros. Rev.* 0. <https://doi.org/10.1515/corrrev-2017-0100>.
- [12] Mari, A. (1984) Nonlinear Geometric, Material and Time-dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames, *UCB/SESM Report 84/12*, University of California, Berkeley.
- [13] Mari, A. (2000) Numerical Simulation of the Segmental construction of Three Dimensional concrete frames. *Eng. Structures*, No. 6, Vol. 22, pp 585–596.
- [14] CEN (2003), Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings.
- [15] Bazant ZP, Wittmann FH, (1982). *Creep and shrinkage in concrete structures*. New York: John Wiley and Sons.
- [16] Mari, A., Valdés, M. (2000) "Long-Term Behaviour of Continuous Precast Concrete Girder Bridges Model", *ASCE Journal of Bridge Engineering*, No. 1, Vol.5, pp. 22-30,
- [17] Mari, A., Mirambell, E., Estrada, I, (2002) "Effects of construction sequence and prestressing of the slab on the service behaviour of composite concrete and steel bridges", Accepted for publication. *Constructional Steel Research Journal* (Elsevier).
- [18] Mari, A., Bairán, J., Fernández, I. (2011) Modelado numérico de estructuras pretensadas que sufren corrosión bajo tensión. *Final Report, research project SEDUREC (Safety and Durability of Structures and Constructions)*. CIMNE, UPC, Barcelona.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
ASOCIACION ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MONOGRAFÍA **39**

M

TABLEROS EMPUJADOS

Grupo de Trabajo 3/10
Tableros empujados

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

Efecto del *spalling* sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos a fuego

Effect of Spalling on the Biaxial Bending Resistance of Reinforced Concrete Columns Exposed to Fire

David L. Peña Mansilla^a, Vicente Albero Gabarda^{*,b}, Carmen Ibáñez Usach^a, Antonio Hospitaler Pérez^a, Ana Espinós Capilla^a, Manuel L. Romero García^a

^a Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón. Universitat Politècnica de València.

^b Departamento de Ingeniería Mecánica y Construcción. Universitat Jaume I, Castellón.

Recibido el 30 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

El hormigón expuesto al fuego puede sufrir *spalling* al aumentar la presión en los poros por evaporación del agua y esto conlleva el desconchamiento de su superficie. Este trabajo evalúa sus consecuencias sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos al fuego mediante un modelo secuencial de evaluación de la resistencia fuego. Se trata de un modelo seccional de fibras con integración por celdas. El modelo genera las superficies de interacción de los pilares a flexión biaxial y uniformemente expuestos por sus cuatro caras a la curva de fuego ISO 834.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Hormigón armado, material, *spalling*, pilares, flexión, biaxial, resistencia al fuego.

ABSTRACT

Concrete exposed to fire can experience *spalling* when the pore pressure increases due to water evaporation and that results in the surface sloughing off. This work evaluates the consequences that *spalling* has on the biaxial bending resistance of reinforced concrete columns exposed to fire by means of a sequential model. In this case, it is a sectional model with fibres integration. The model is able to generate the interaction surfaces of the columns subjected to biaxial bending and 4-sided uniformly exposed to the standard fire curve ISO 834.

©2022 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

KEYWORDS: Reinforced concrete, material, *spalling*, columns, bending, biaxial, fire resistance.

1. INTRODUCCIÓN

El *spalling* es un fenómeno que sufre el hormigón expuesto al fuego debido al aumento de presión en los poros por evaporación del agua y por el cual su capa superficial se desconcha.

Este desprendimiento, violento o no, de las capas o trozos de hormigón más superficiales de un elemento estructural se da cuando, además de estar expuesto a altas temperaturas, la velocidad de calentamiento es alta, con velocidades típicamente de 20-30°C/min [1]. Cuando aparece durante los primeros 30

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / e-mail: valbero@uji.es (Vicente Albero Gabarda).

minutos de exposición al fuego puede llegar a ser de carácter explosivo [2, 3]. Sin embargo, la manera en que se manifiesta a partir de los 30 minutos cambia. Así pues, el *spalling* puede agruparse en 4 tipologías: (a) *spalling* de áridos; (b) *spalling* explosivo; (c) *spalling* superficial; (d) *spalling* de esquina [1]. Los tres primeros están altamente influenciados por la velocidad de calentamiento, mientras que el cuarto tipo, el de esquina, depende más fuertemente de las máximas temperaturas alcanzadas y no es de tipo violento, a diferencia del resto.

El *spalling* produce una pérdida relevante de la sección resistente de los elementos estructurales de hormigón armado (HA). Existe un debate abierto sobre la probabilidad de aparición del *spalling* y las causas que lo producen. Los parámetros que influyen en la aparición del mismo son: la humedad de la masa de hormigón, la velocidad de calentamiento, estado tensional previo, la permeabilidad, la resistencia a compresión del hormigón, el recubrimiento y separación de las armaduras o el método de vibrado del hormigón [2-4].

Casi todo lo que se conoce acerca del *spalling* en el hormigón viene de la experiencia y observación de edificios y otras estructuras expuestas a fuego [5].

El alcance, severidad y tipo de origen es variado. El *spalling* puede ser insignificante en cantidad y efectos como cuando se generan únicamente hendiduras superficiales. Sin embargo, también puede tener un serio efecto en la resistencia al fuego de un elemento estructural debido al desprendimiento de una parte significativa de hormigón que deje expuesto el núcleo de la sección o las armaduras, y, tras lo cual, se produzca un rápido aumento de la temperatura en estas partes, reduciendo así la respuesta de la estructura al fuego [5].

Este trabajo se centra en el estudio del *spalling* de esquina que ocurre en las esquinas convexas de un elemento estructura [6]. Se produce un desprendimiento de hormigón que deja expuestas las armaduras directamente a la acción del fuego [2].

El daño que el *spalling* causa a una estructura de hormigón armado puede hacer que los cálculos de diseño a fuego empleados ya no sean seguros y, por lo tanto, llevar a niveles bajo de seguridad al fuego [1]. Por ello, diferentes investigadores se han centrado en el desarrollo de modelos predictivos. Dwaikat y Kodur [7] implementaron un modelo unidimensional basado en el cálculo de la presión de poro. Lottman y colaboradores [8] presentaron un modelo basado en dos modelos de elemen-

tos finitos acoplados donde el primero determina la evolución de la temperatura y presión de poro y, el segundo, el mecanismo de fractura que da lugar al *spalling*.

Sin embargo, este artículo no se centra en la predicción del fenómeno si no en evaluar las consecuencias del mismo. En el campo de las estructuras de hormigón armado, y más concretamente pilares, el reciente trabajo de Buch y Sharma [9] pone de manifiesto que todavía es materia de estudio hoy en día el efecto en la resistencia al fuego de las estructuras de cargas excéntricas en combinación con *spalling*. Tras llevar a cabo una campaña experimental en pilares de hormigón armado sujetos a cargas excéntricas, observan que un aumento en la excentricidad de la carga favorece la ocurrencia de *spalling*. Al igual que Khoury [1] concluyen que la presencia (no tanto la cuantía) de armadura longitudinal limita el *spalling* y que en particular son efectivas las armaduras que se distribuyen a lo largo de las caras (aunque es difícil de usar en secciones pequeñas).

En este trabajo, se pretende evaluar los efectos del *spalling* sobre elementos de hormigón armado, concretamente el efecto en la resistencia a flexión biaxial de pilares expuestos al fuego. Para ello se desarrolla un modelo secuencial y seccional para la evaluación de la resistencia al fuego de secciones de hormigón armado. En las secciones siguientes se describirá brevemente el modelo y su validación y, a continuación, se aplicará a la evaluación del efecto del *spalling*.

2. DESCRIPCIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO

En la práctica, una de las situaciones de carga más comunes para los pilares de HA es compresión combinada con flexión biaxial debida a la transferencia de carga desde las vigas y losas adyacentes. Sin embargo, la mayoría de estudios se centran en el análisis de pilares frente a compresión y flexión uniaxial.

Son escasos los modelos que se pueden encontrar en la literatura para el diseño de columnas de HA en fuego sujetas a flexión biaxial. Destacan los trabajos presentados por Wang *et al.* [10] y Kodur y Raut [11], quienes estudiaron numéricamente la capacidad frente al fuego de este tipo de columnas ante exposiciones asimétricas. Además, el EN 1992-1-2 [12]

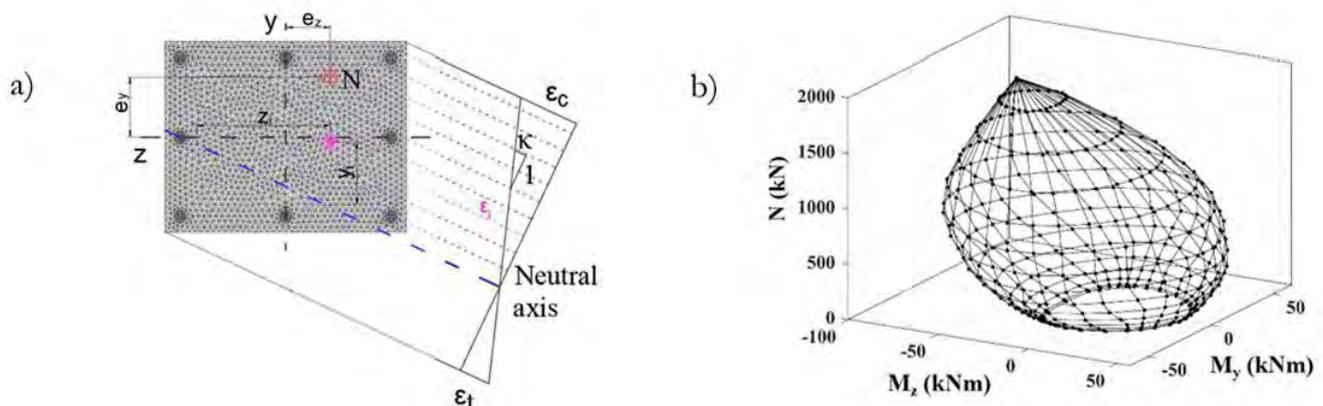


Figura 1. a) Malla seccional y distribución de deformaciones; b) Vista 3D de una superficie de interacción.

no incluye ningún método simplificado de diseño específico. Hasta la fecha, no se han encontrado datos experimentales a altas temperaturas para pilares de HA en flexión biaxial.

Por tanto se ha desarrollado un modelo numérico con integración por fibras para la evaluación en situación de incendio de columnas de hormigón armado sujetas a flexión biaxial. Con este modelo se pueden obtener los diagramas 2D y 3D. A continuación se describe el modelo y su validación.

2.1 Descripción

El modelo se desarrolla en MatLab [13] y con él es posible llevar a cabo un análisis termo-mecánico secuencialmente acoplado. Este análisis consiste en dos pasos: (1) Se realiza un análisis térmico seccional para obtener el campo de temperaturas para un tiempo dado de exposición al fuego; (2) Se resuelve el problema mecánico considerando el estado térmico de la sección obtenido en el paso anterior. Para el problema de transmisión de calor se adoptan los valores recomendados en EN 1991-1-2 [14]. Para obtener las temperaturas seccionales, se aplica el método de diferencias finitas propuesto por Lie y Irwin [15].

Para el análisis mecánico, la sección se malla triangularmente (Figura 1a) y cada celda se caracteriza por su posición, su temperatura (mediante interpolación lineal) y por las propiedades del material. En este caso, tanto para el hormigón como para el acero, se utilizan las propiedades térmicas y mecánicas dadas por EN 1992-1-2 [12].

Se adopta la hipótesis de Navier-Bernoulli donde una sección plana permanece plana y normal al eje neutro en flexión (Figura 1a). La curvatura de la sección (κ) se obtiene de la distribución de deformaciones totales (las mecánicas son las totales menos las térmicas). El estado tensional de cada celda se obtiene con la ecuación constitutiva del material a la temperatura correspondiente. Para una carga aplicada N y, a través de un proceso iterativo, se actualiza la posición del eje neutro basado en el equilibrio de fuerzas de Eq. (1):

$$\sum_{i=1}^n A_i \sigma_i - N = 0 \quad (1)$$

donde A_i es el área de la celda i (mm^2), σ_i es la tensión de la celda i (N/mm^2) y N es la carga axial aplicada (N).

La capacidad a flexión se obtiene tras resolver la Eq. (2) y la Eq. (3) incrementando gradualmente el valor de la curvatura seccional para generar la curva $M-\kappa$:

$$\sum_{i=1}^n A_i \sigma_i z_i - M_y = 0 \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^n A_i \sigma_i z_i - M_z = 0 \quad (3)$$

donde y_i y z_i son, respectivamente, la posición en y y en z del centroide de la celda i (mm); y M_y y M_z son, respectivamente, el momento aplicado en y y en z (Nmm).

Para obtener la superficie de interacción, el modelo genera todas las posibles situaciones de carga mediante la rotación del eje neutro y el incremento de la carga axial desde 0 hasta el valor de la resistencia plástica seccional (N_{pl}). En la Figura 1b se muestra una de estas superficies 3D para un pilar de HA expuesto por tres caras a la curva ISO 834 [14].

2.2 Validación térmica

El modelo térmico se valida con temperaturas experimentales de los ensayos de Lie y Irwin [15] y Kodur *et al.* [16]. En la validación, las predicciones para puntos internos de la sección del hormigón a diferentes tiempos de exposición al fuego se comparan con los valores experimentales. Como ejemplo, en la Figura 2 se muestra la validación para uno de los pilares. Los puntos yacen generalmente dentro de las fronteras $\pm 15\%$. La precisión del modelo aumenta para temperaturas mayores de 400°C . Más detalles sobre el modelo y la validación pueden encontrarse en Peña *et al.* [17].

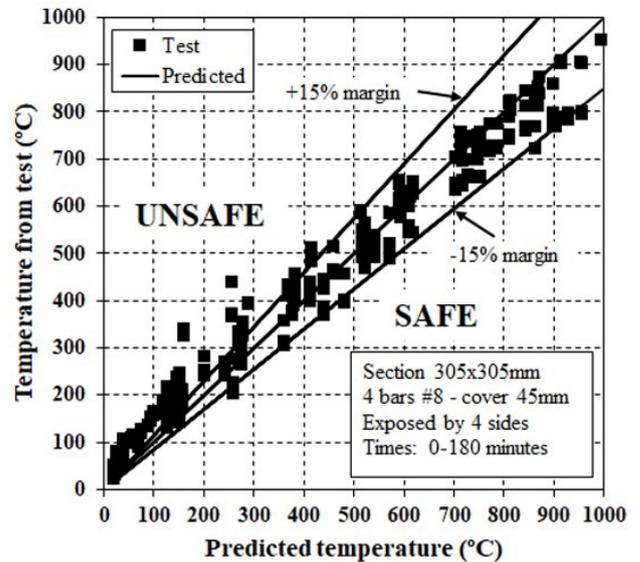


Figura 2. Tests vs. Predicción Col. 1 Lie and Irwin [15].

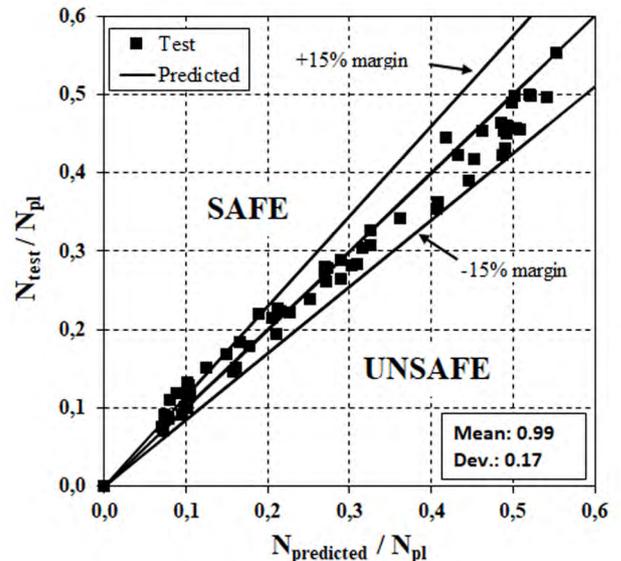


Figura 3. Tests vs. Predicciones [17].

2.3 Validación mecánica

Debido a la falta de experimentos en pilares a flexión biaxial expuestos a fuego, la validación del modelo mecánico se acomete en dos partes: (1) Validación a temperatura ambiente a flexión biaxial y (2) Validación a altas temperaturas bajo flexión

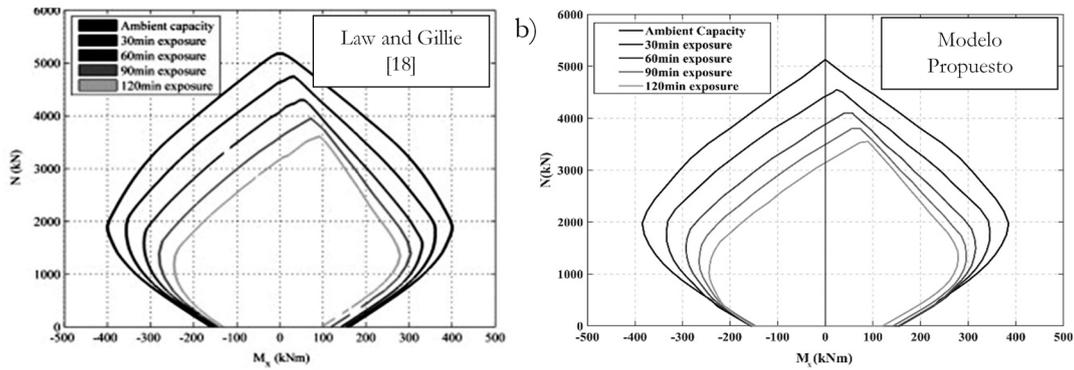


Figura 4. Diagramas de interacción uniaxiales para diferentes tiempos de exposición al fuego.

uniaxial. Para la validación a temperatura ambiente se emplean los resultados experimentales de varios estudios como se puede consultar en [17]. La Figura 3 muestra la buena correlación que existe para los 61 casos validados (Media=0.99, SD=0.17).

Para la validación a altas temperaturas bajo flexión uniaxial, las predicciones del modelo se contrastan con las dadas por el modelo de Law y Gillie [18]. El pilar tomado como referencia (300x500mm, 6φ20) está expuesto a la curva ISO 834 [14] por tres lados. En la Figura 4 puede observarse como las predicciones de ambos modelos son idénticas. Por tanto, la capacidad de predicción del modelo se considera satisfactoria.

3. APLICACIÓN DEL MODELO A LA EVALUACIÓN DEL EFECTO DEL SPALLING

En este estudio se consideran columnas de HA expuestas uniformemente por sus cuatro caras a la curva de fuego estándar. En primer lugar, se obtiene la evolución temporal del mapa térmico de la sección y cuando se produce el *spalling*, esto se refleja en el modelo mediante la eliminación de las fibras de hormigón afectadas (Figura 5). Los parámetros que determinan esta eliminación se fijan de acuerdo a lo concluido tras el estudio de la bibliografía más relevante en cuanto al momento en el que ocurre y profundidad de hormigón afectada. En este estudio, para esta último se ha considerado que la mitad del perímetro de la armadura de la esquina queda expuesto directamente al fuego. Por la pérdida seccional debida al *spalling*,

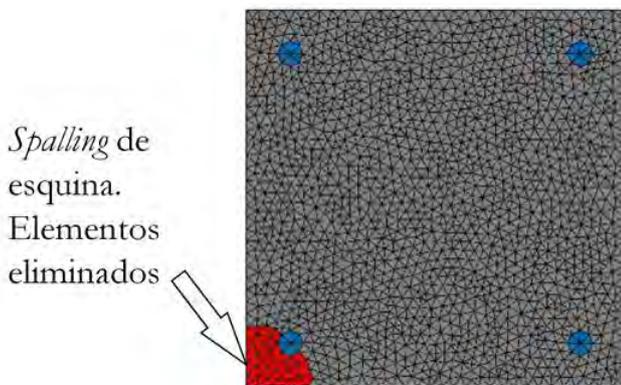


Figura 5. Modelización del spalling en esquina.

ling, la simetría tanto térmica como geométrica de la sección que se tenía inicialmente se pierde. Por tanto, la obtención de temperaturas debe actualizarse para las nuevas condiciones de contorno dadas por eliminación de los elementos afectados. Además, este desprendimiento del hormigón deja expuesta la armadura. La nueva asimetría geométrica de la sección por la aparición del *spalling* obliga a la resolución, en cualquier caso, de un problema de flexión biaxial. Así, el modelo secuencial se encarga de obtener el mapa térmico seccional de la sección con *spalling* y, a continuación, su nueva respuesta mecánica.

Para realizar el estudio se toma como referencia una sección de HA-30 de 300x300 mm con un armado de 4Φ16 y con recubrimiento geométrico de 35 mm. El parámetro que se varía es el tiempo de ocurrencia del *spalling*. Los tiempos evaluados son de 10, 15, 20 y 30 min desde el inicio del calentamiento, que se produce uniformemente por las cuatro caras y sigue la curva ISO 834 [14]. En la Figura 6 se muestra el mapa térmico seccional a los 30, 60 y 90 min de exposición al fuego cuando se ha producido *spalling* de esquina.

Se observa como en la esquina donde ocurre el *spalling*, la armadura queda expuesta y se calienta mucho más rápidamente que en las otras tres esquinas, como era de esperar.

En la gráfica de la Figura 7 se presenta la evolución de la temperatura en la armadura directamente expuesta al fuego por el *spalling* para diferentes tiempos de iniciación del mismo (10, 20 y 30 min). Se observa claramente un aumento de la velocidad de calentamiento en el momento en el que ocurre el *spalling*. Sin embargo, el efecto del tiempo de iniciación es menos notable a medida que aumenta el tiempo de exposición al fuego, la diferencia de las temperaturas entre las curvas con *spalling* es cada vez menor y, sobre los 45 minutos, las tres curvas se superponen.

Esto pone de manifiesto que para este caso, al menos que se evalúe una resistencia al fuego menor de 45 min, el tiempo de iniciación no tiene influencia.

Este resultado se corrobora al observar la respuesta mecánica de la sección de HA para una R60 considerando los diferentes tiempos de iniciación del *spalling*. En la Figura 8 se muestra las diferentes superficies de interacción y se observa como todas ellas se superponen, lo que implica la misma capacidad seccional para todos los casos estudiados.

A partir de las superficies de interacción, que se pueden obtener para cualquier tiempo de resistencia al fuego, es posible extraer los diagramas de interacción M_y y M_z para el nivel de carga deseado, cuyo axial asociado viene dado por la Eq. (4):

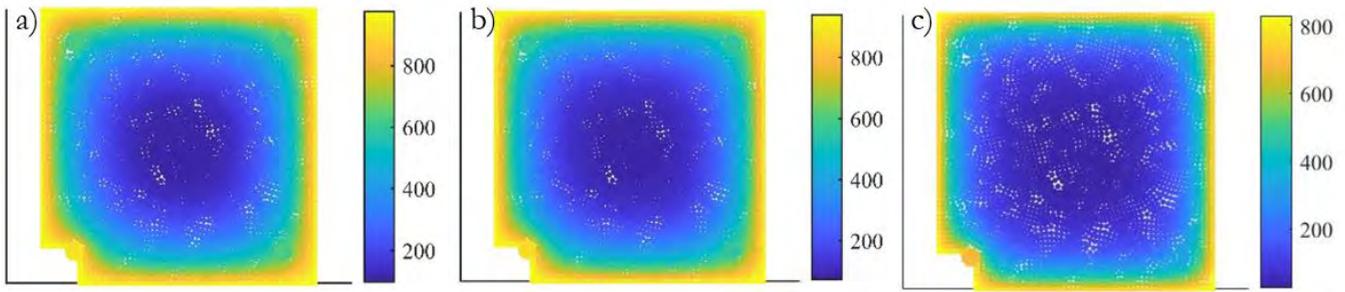


Figura 6. Mapas térmicos seccionales: a) 30 min; b) 60 min; c) 90 min.

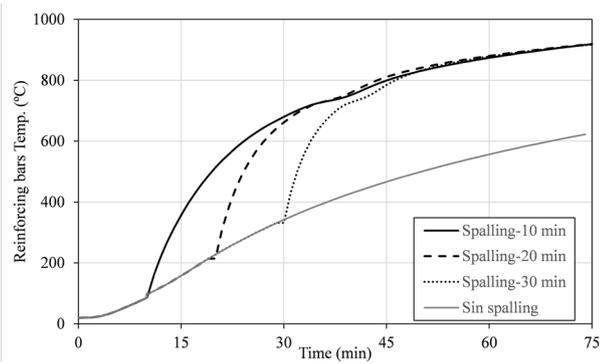


Figura 7. Temperatura de la armadura expuesta.

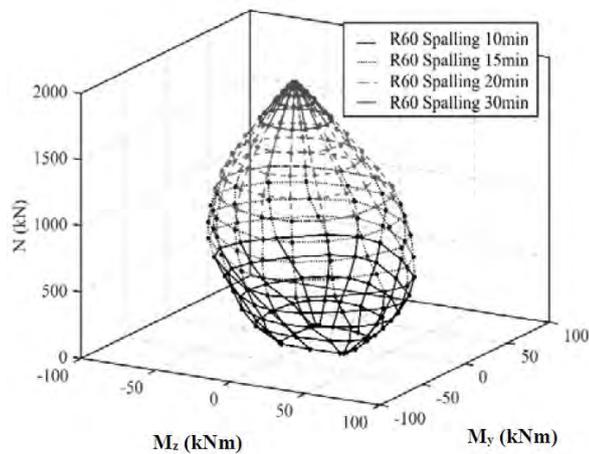


Figura 8. Superposición de las superficies de interacción para R60.

$$N = \mu b h f_{ck} \quad (4)$$

donde N es la carga axial (N); μ es el nivel de carga, b es el ancho de la sección (mm), h es el canto de la sección (mm) y f_{ck} es la resistencia característica a compresión del hormigón (MPa).

Así pues, para un mismo nivel de carga, esta representación permite comparar los diagramas de interacción de la misma sección para situaciones con y sin *spalling*. De este modo, se puede evaluar la pérdida de resistencia al fuego que genera este fenómeno al encontrar el diagrama de interacción de la sección sin *spalling* que coincide, en el cuadrante más desfavorable, con la envolvente del diagrama de interacción de la sección cuando esta sí que ha sufrido *spalling* en su calentamiento.

Por ejemplo, en la Figura 9, se muestran en línea discontinua el diagrama de interacción para una R30 de una sección

donde ha habido. Este diagrama se obtiene al realizar un corte en la superficie de interacción 3D a la altura del axil correspondiente a un nivel de carga de 0.4 (en este caso, 1080 kN). En el mismo gráfico, en línea continua está graficado el diagrama de interacción de la misma sección pero sin ocurrencia de *spalling* para el mismo nivel de carga y para un R50. Al no haber *spalling*, se observa que este diagrama es simétrico.

Como se puede observar, en el primer cuadrante, ambos diagramas coinciden en la zona más desfavorable del diagrama de R30 con *spalling*. Esto quiere decir que la situación más perjudicial en cuanto a comportamiento mecánico seccional para un R30 con *spalling* equivale a la resistencia mecánica en situación de incendio que se tendría tras 50 min de exposición (R50) si no produjera dicho fenómeno. Por tanto, el efecto del *spalling* equivale a prolongar el calentamiento de la sección durante 20 min más.

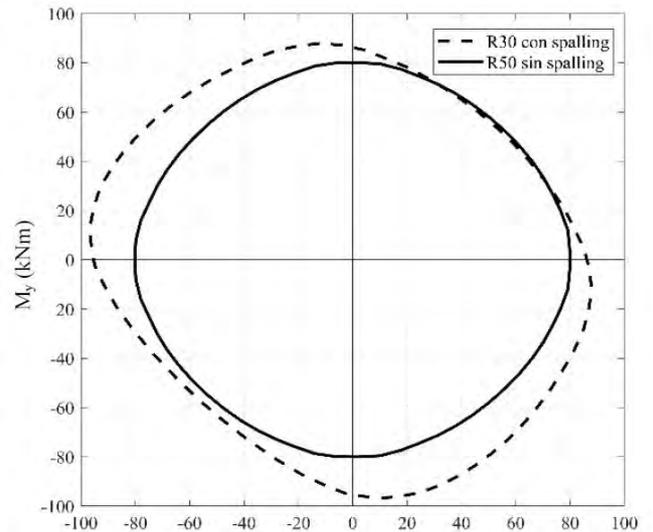


Figura 9. Diagrama de interacción R30 $\mu=0.4$.

Otro ejemplo del mismo tipo se presenta en la Figura 10. En este caso la línea discontinua es el diagrama de interacción tras 60 minutos de exposición al fuego (R60) en la sección de HA con ocurrencia de *spalling*. En discontinuo se muestra la capacidad mecánica que tendría la sección si no sufriese *spalling* tras 80 min de exposición al fuego (R80). Del mismo modo que antes, se observa que en el cuadrante más desfavorable para R60, ambos diagramas coinciden en el punto más crítico.

Estas observaciones indican que, al menos hasta tiempos de exposición al fuego de 60 min, el efecto negativo de la ocu-

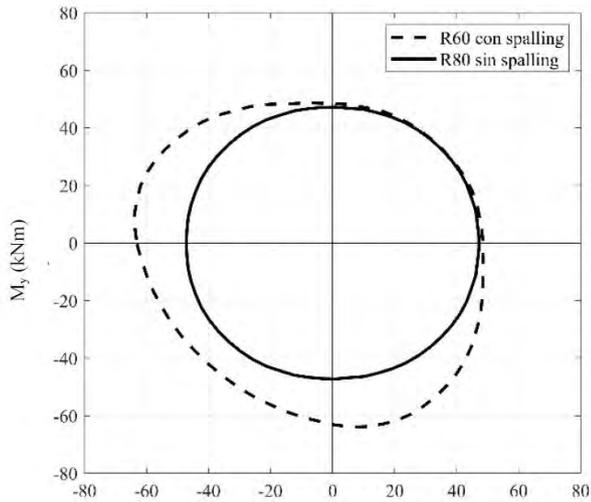


Figura 10. Diagrama de interacción R60 $\mu= 0.4$.

rencia del *spalling* equivale a una prolongación de 20 min en el tiempo de exposición al fuego de la sección de HA calentada uniformemente por sus cuatro caras y sin la ocurrencia de *spalling*.

4. CONCLUSIONES

En este artículo se ha presentado un modelo que permite obtener la capacidad mecánica seccional de pilares de HA en situación de incendio y sujetos a flexión biaxial en los que durante el calentamiento ocurre *spalling* en una de sus esquinas.

Del presente trabajo, estas son las conclusiones que se pueden extraer:

- El modelo secuencialmente acoplado es capaz de generar las superficies de interacción que representan la capacidad mecánica de secciones de HA bajo flexión biaxial y ante la ocurrencia de *spalling*.
- Ante un *spalling* de esquina, la temperatura de la armadura expuesta crece mucho más rápidamente que cuando mantiene el recubrimiento.
- Tanto la capacidad mecánica de la sección como la temperatura en la armadura expuesta son sensibles al tiempo de iniciación del *spalling* al principio del calentamiento. A partir de los 45 min, este parámetro no influye.
- Para un nivel de carga dado y un tiempo de exposición al fuego de una sección con *spalling*, es posible encontrar el diagrama de la sección sin *spalling* que es equivalente en el cuadrante más desfavorable.
- El efecto negativo del *spalling* en una sección de HA equivale a prolongar 20 min el calentamiento de una sección sin *spalling* bajo la curva ISO 834.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer los fondos recibidos por *the National Agency for Research and Development (ANID)/Scholarship Program/DOCOTRADO BECAS CHILE/2018·(R)72190104*, para el desarrollo de la investigación del primer autor en la Universitat Politècnica de València.

Referencias

- [1] G.A. Khoury, Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*.2 (2000) 429-447
- [2] J.C. Dotreppe, J.M. Franssen, Y. Vanderzeipen, Calculation Method for Design of Reinforced Concrete Columns under Fire Conditions. *American Concrete Institute*. 96(1) (1999) 9-18.
- [3] A.M. Gil, B. Fernandes, F.L. Bolina, B.F. Tutikian, Experimental analysis of the spalling phenomenon in precast reinforced concrete columns exposed to high temperatures. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 11(4) (2018) 856-875.
- [4] R. Jansson, Fire spalling of concrete – A historical overview, *MATEC Web of Conferences*. (2013) 6, 01001.
- [5] CEB-FIB: Fire design of concrete structures- materials, structures and modelling, State-of- the-art, Bulletin 38. *International Federation for Structural Concrete (fib)* (2007)
- [6] K.D. Hertz, Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Safety Journal* 38 (2003) 103- 116
- [7] M.B. Dwaikat, V. Kodur, Hydrothermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural systems. *Fire safety Journal*. 44(3) (2009) 425–434.
- [8] B.B.G. Lottman, E.A.B. Koenders, C.B.M. Blom, J.C. Walraven, Spalling of concrete due to fire exposure: A coupled fracture mechanics and pore pressure approach. *MATEC Web of Conferences* (2013) 6, 05002.
- [9] S.H. Buch, U. K. Sharma, Fire resistance of eccentrically loaded reinforced concrete columns. *Fire Technology* 55(2019) 1517- 1552
- [10] L. Wang, R. Van Coile, R. Caspeele, L. Taerwe, Simplified method for evaluating the biaxial capacity of rectangular reinforced concrete columns during fire, *Materials and Structures*, 50 (2017) 1–13.
- [11] V. Kodur, N. Raut, A simplified approach for predicting fire resistance of reinforced concrete columns under biaxial bending, *Engineering Structures*, 41 (2012) 428–443.
- [12] CEN., 2004b. EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1.2: General rules – Structural fire design, Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation.
- [13] MATLAB, 2018. Natick: The MathWorks Inc.
- [14] CEN., 2002. EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.2- Actions on structures exposed to fire, Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation.
- [15] T.T. Lie, R.J. Irwin, Evaluation of the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross- sections, Internal Report, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, Canada (1990).
- [16] V. Kodur, F. Cheng, T. Wang, J. Latour, P. Leroux, Fire Resistance of High-Performance Concrete Columns, Internal Report, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, Canada (2001).
- [17] D. Peña, V. Albero, A. Hospitaler, C. Ibañez, A. Espinos, M. L. Romero, Reinforced concrete columns exposed to fire: evaluation of the fire resistance under biaxial bending conditions, *Applications of Structural Fire Engineering*, (2019).
- [18] A. Law, M. Gillie, Interaction diagrams for ambient and heated concrete sections, *Engineering Structures*, 32(6) (2010) 1641– 1649.

Assessment of a Movable Scaffolding System Under Temporary Use Conditions

Evaluación de una autocimbra en condiciones de uso transitorias

Peter Tanner^{*,a}, Ramón Hingorani^b, Juan Soriano^c

^a PhD, Civil Engineering, Institute for Construction Science, IETcc-CSIC & CESMA Ingenieros S.L. Madrid.

^b PhD, Civil Engineering, Norwegian University of Science and Technology, NTNU, Trondheim.

^c Civil Engineer, CESMA Ingenieros S.L. Madrid.

Recibido el 30 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

ABSTRACT

Current structural standards like the Eurocodes do not provide a coherent framework for design or assessment of structures under temporary use conditions. The reliability requirements for temporary systems put forward in the present study seek to ensure the same risk levels per unit of time that are accepted for permanent structures in accordance with current best practice. The results obtained show that the target reliability index for structural members rises significantly with declining risk exposure times. Conversely, the design values for variable actions may be lowered in keeping with the duration of the temporary activity, as illustrated in a case study, the analysis of the movable scaffolding system used for the construction of the Pumarejo bridge access viaducts.

©2022 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

KEYWORDS: Bridge construction, temporary structures, risk, reliability, acceptance criteria.

RESUMEN

Las normas estructurales actuales, como los Eurocódigos, no proporcionan un marco coherente para el proyecto o la evaluación de las estructuras en condiciones de uso transitorias. Los requisitos de fiabilidad para estos sistemas temporales, propuestos en el presente estudio, tienen como objetivo garantizar los mismos niveles de riesgo por unidad de tiempo aceptados para las estructuras permanentes según las mejores prácticas actuales. Los resultados obtenidos muestran que el índice de fiabilidad requerido para los elementos estructurales aumenta significativamente con la disminución de los tiempos de exposición al riesgo. Por el contrario, los valores de cálculo para las acciones variables pueden reducirse en función de la duración de la actividad transitoria, como se ilustra para un caso práctico, el análisis de la autocimbra empleada en la construcción de los viaductos de acceso del puente Pumarejo.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Construcción de puentes, estructuras transitorias, riesgo, fiabilidad, criterios de aceptación.

1. INTRODUCTION

Standardized ancillary elements, designed to be reused after adaptation to the specific characteristics of each new building

or bridge structure, are increasingly sophisticated. Their employment, in general, and the interaction with the structural system under construction in particular, entail considerable risks that are often poorly understood. Relatively large fre-

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: tannerp@ietcc.csic.es (Peter Tanner).

quencies of failure are observed for temporary structures, especially for ancillary systems used in construction procedures [1]. Forensic investigations of construction accidents reported in the literature [2 – 11] conclude that the causes of failure can in many cases be traced back to some manner of gross human error. Improvement of this situation can be achieved by adopting organizational measures such as an unequivocal definition of the tasks, activities, skills and responsibilities of the actors involved in construction planning and building. Moreover, effective quality assurance is a crucial tool for the early detection of possible gross errors and hence for improving the strategies presently in place to reduce construction-related risks [12].

One inference of the foregoing is that many of the temporary activity-related problems in everyday construction are rather elementary, that is, often associated with influences not covered by the partial factors defined in structural design codes. However, some risk acceptance criteria are always needed in structural engineering. A consistent approach for temporary structures is currently lacking, being one of the consequences that the associated reliability levels exhibit large variation and are often smaller than those corresponding to permanent structures [13]. A need for a coherent framework and guidance for design of temporary construction equipment is identified including the choice of appropriate target reliability levels [14]. Regarding this challenge, some basic principles were recently formulated [15]. It was suggested that the fundamental basis for choosing the levels of safety for temporary structures or structures under temporary use shall not be different from those applied to permanent structures and should be fixed taking account of both, possible failure consequences and relative costs for risk-reduction measures. Moreover, in view of the important consequences the failure of structures under temporary use might entail, it is felt that there is no meaningful reason to choose a priori lower safety levels for such structures just because of their temporary use conditions [15].

Taking into account these considerations, target reliability levels for structural members under temporary use conditions were recently suggested [16]. The developments are based on the results of a prior study [17] where structural safety requirements were inferred from implicitly acceptable life safety risks associated with structures designed in compliance with present best structural engineering practice. After a brief presentation of these developments in section 2, the present paper illustrates their practical application by means of a case study: the analysis of a movable scaffolding system (MSS) used for erection of the access viaducts of the Pumarejo bridge in Barranquilla, Colombia. A short description of the bridge and the MSS is given in sections 3 and 4, respectively. Subsequently, section 5 addresses aspects concerning analysis and verification of the temporary system's structural safety. Format for cross-reference is different from others and should be harmonized. Section 6 includes some final remarks.

2. TARGET RELIABILITES FOR TEMPORARY STRUCTURES

2.1. Current situation

There is currently no general agreement in place among respon-

sible authorities, code writing committees and practitioners about which reliability levels, e.g. target reliabilities or partial factors, as well as other risk reduction-measures, e.g. quality assurance levels, should be applied to transient situations and temporary structures [15, 18]. Considering that, in comparison with permanent structures, exposure to extreme events is less likely, lower safety standards are often suggested for the design and assembly of temporary structures, e.g. [19], regardless of the specific case and design situations under consideration.

However, one of the important aspects in relation with temporary structures is the existence of many different objectives and design situations [15]. Some structures are used only once during a short period of time, while others may be reused several times, building up a substantial accumulated service life. In the latter case it must further be distinguished between, respectively, reuse as an exact copy at another location or reuse on an individual basis. The latter situation is applicable to standardized ancillary elements, reused for the construction of different permanent structures. In this frequent case, the continuously changing temporary construction stages might imply higher uncertainties associated with actions, resistances and the models used for analysis than those for the permanent structures [1, 12, 13]. This in turn would mean that higher target reliabilities and partial factors should be adopted for the design of the temporary structures, in spite of their aforementioned comparatively lower likelihood of exposure to extreme events. Moreover, higher safety requirements seem to be defensible in the light of relatively low costs of safety measures compared to the potentially large consequences in case of failure [20], including loss of human life. Life safety must always be addressed when establishing reliability requirements, and might become especially relevant for short use periods of a structure [14, 18, 21].

2.2. Proposal

A recent study addresses the challenging issue of establishing acceptable risks and associated target reliability levels, taking account of temporary use conditions of structures [16]. The developments are based on the condition to maintain the same acceptable risk levels per time-unit as for permanently occupied building structures that are strictly compliant with the safety requirements set out in the current Eurocodes [22], and which, further to international standard about general principles on reliability for structures [23], constitute present best structural engineering practice associated with risk acceptance criteria for human safety. Using a life safety risk metric, which relates risk exposure due to different activities and applied technologies, it is shown that the target reliability index for structural members significantly increases when short risk-exposure times are considered. Depending on the expected failure consequences and the share μ of the reference period T_{ref} during which persons are temporarily exposed to risk, the required risk-based reliability levels may exceed the general target values demanded by current codes and standards. The derived criteria in terms of the target reliability indices $\beta_{t,LR,T}$ associated with a reference period of $T_{ref} = 1$ year, are plotted against the area affected by collapse of the struc-

tural member in question, A_{col} , assuming different values for parameter μ (figure 1). The lowest curve corresponds to permanent risk exposure for system users ($\mu = 1$). These criteria may be applied within the framework of an explicit reliability analysis or constitute the basis for consistent calibration of the partial factor models used in everyday practice. Regardless of the approach adopted, they should be consistently used in connection with a time-dependent adjustment of the probabilistic models for the relevant variable actions (section 2.3).

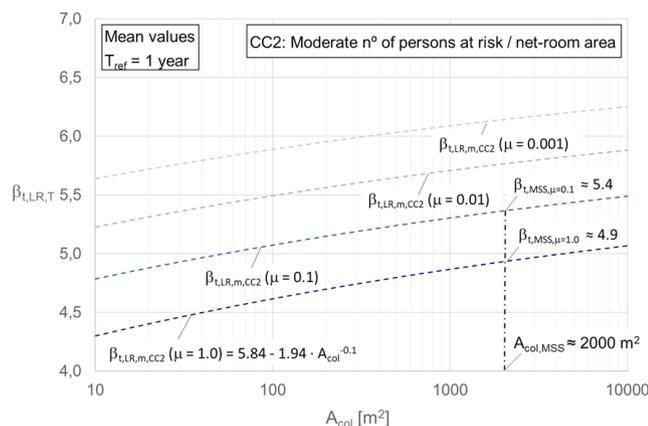


Figure 1. Target reliability index ($\beta_{t,LR,T}$) for members in temporary structures, belonging to consequence category CC2 [22], versus the area affected by member collapse (A_{col}) based on the mean value of implicitly acceptable risks.

2.3. Influence of duration of temporary use on variable actions

The foregoing developments show that target reliability indices for members in temporary structures may be significantly higher than the values suggested for permanent structures. Higher target reliabilities, in turn, will entail higher partial factors for the materials and the loads. However, when verifying structural reliability, the representative values for the relevant variable actions should also be adjusted to the duration of temporary use [12, 18, 21]. Again, that entails drawing a distinction between structures used



Figure 2. Computer graphics of the Pumarejo bridge crossing the Magdalena River in Barranquilla (www.sacyr.com).

only once during a short period and those reused several times at the same or at different locations [15]. Depending on these circumstances, the return periods for variable loads can be defined and the associated exceedance probability can be established, as shown by different authors, e.g. [20, 24]. Guidance for the establishment of return periods in function of the temporary use duration of construction procedures can be found in the Eurocode [25].

3. PUMAREJO BRIDGE

The Pumarejo Bridge over the Magdalena River constitutes the principal element of the currently undergoing construction works to improve the access conditions to the city of Barranquilla (Colombia). The general configuration of the bridge is influenced by navigation requirements for large vessels on the river (clearance gauge 45 m). A cable-stayed solution was chosen spanning 380 meters between the two approximately 135 meter-high principle bridge pylons (figure 2). The cable-stayed bridge, with a total length of 800 m, is connected at both ends to access viaducts, continuous over 10 and 12 spans, respectively, with a typical span length of 70 m. The total bridge length is 2173 m.

Bridge pylons and piers are constituted by reinforced concrete. The bridge superstructure consists of a continuous, prestressed concrete box girder of constant depth (3.65 m) and deck slabs with a maximum width of 38.1 m in the cable-stayed section, gradually reducing to 35.1 m towards the access sections.

4. CONSTRUCTION OF THE ACCESS VIADUCTS

For the span by span in situ construction of the superstructure of the two access viaducts, a movable scaffolding system (MSS) has been deployed. This system was supplied by the company BERD, S.A., author of the corresponding MSS design project [26]. Third party checking of this project from the structural point of view was carried out by CESMA Ingenieros S.L. For this purpose, the aforementioned reliability requirements have been applied [27].

The main girder of the MSS, shown in figure 3, consists of a spatial truss with an upstanding arch and tensile system, both appropriate for load transfer during the different construction stages. The front and the rear part of the girder are equipped with launching noses. During the successive concrete casting and launching stages, the main girder rests on different auxiliary support frames and props, situated on top of the previously erected bridge decks or on top of the bridge piers. Figure 3 shows the position of the MSS during the casting stage, supported at two sections, with the rear support frame located on top of the previously erected bridge deck at a distance of 10 m from the rear bridge pier of the span to be casted, and the front support frame situated on top of the front bridge pier of this span.

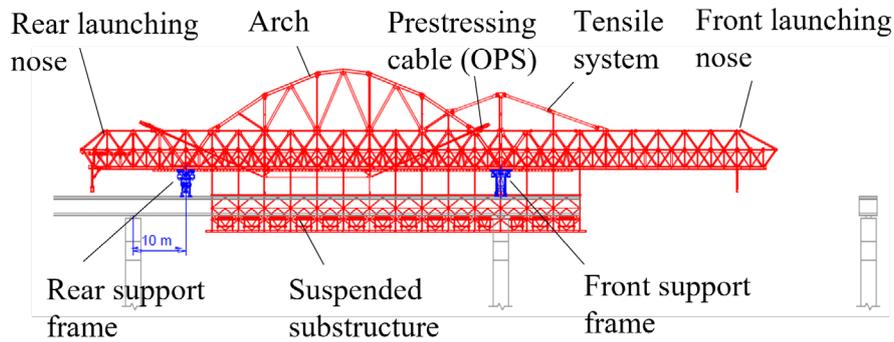


Figure 3. Elevation of the MSS main girder including suspended substructure for support of the formwork panels [28].

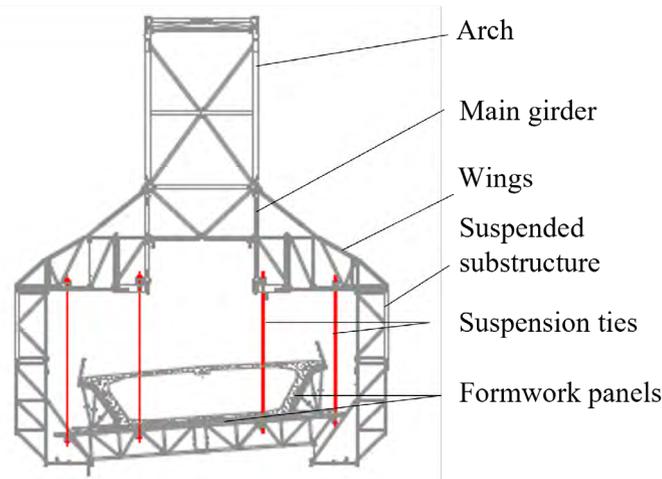


Figure 4. Cross-section of the MSS main girder including suspended substructure for support of the formwork [28].

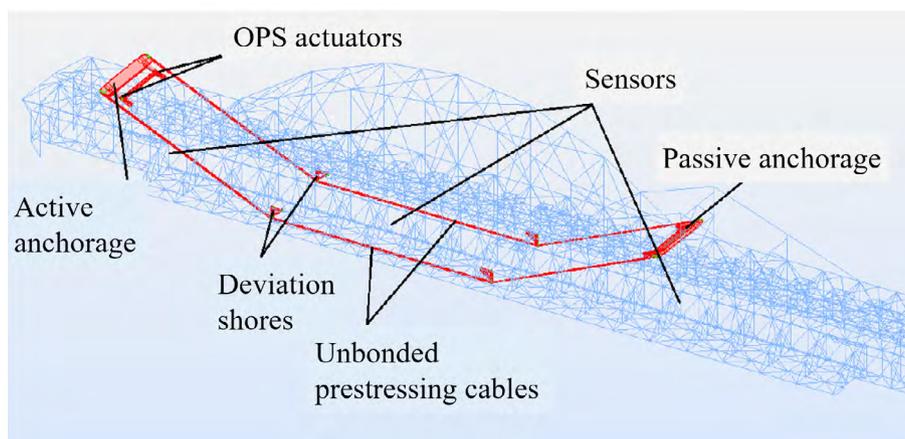


Figure 5. Main components of the OPS [28].

For the casting operations, a truss-type substructure is suspended from the main girder by means of wings and ties to support the formwork panels that contain the fresh concrete of the bridge superstructure (figure 4). Concrete casting is carried out in two stages. At first, the U-section of the box girder is casted, followed by pouring of the top slab in a second stage.

The MSS is equipped with an organic prestressing system (OPS), able to self-adjust the forces in the pre-stressing cables [29]. The OPS system is especially effective in structures where ratios between live and dead loads are high, such as in MSS, where it provides an efficient tool for deflection control, in addition to an increase in the load carrying capacity [30]. Figure 5 shows the principal com-

ponents of the OPS integrated into the MSS employed for erection of the access viaducts of the Pumarejo bridge. A trilinear configuration of the un-bonded prestressing cables is achieved by means of deviation shores. The active and passive anchorage devices as well as the OPS actuators, are situated at both ends of the cables, above the top chords of the main girder.

5. ANALYSIS

5.1. Procedure

The present section summarizes the tasks related to the independent review of the structural design project [27]. With bridge construction stages and ancillaries defined (section 4), structural safety of the system as a whole was verified. That entailed performing the following tasks in each construction stage:

- identification of all possible hazards to which the system may be exposed;
- definition of hazard scenarios;
- establishment of reliability requirements;
- definitions of models for significant variables;
- establishment of a model for structural analysis;
- structural analysis for relevant hazard scenarios;
- verification of structural safety.

Some important aspects concerning the definition of the relevant hazards and hazard scenarios to the MSS are summarized in section 5.2. The establishment of reliability requirements is subject of section 5.3, followed by specific considerations on time-dependent models for the variable actions in section 5.4. Structural analysis and subsequent safety verification are not subject of the present publication.

5.2. Hazard scenarios

Evaluating the reliability of a structure calls firstly for identifying all the possible hazards to which the structure might be exposed during its envisaged use period. This step is of crucial importance, since any unidentified relevant hazard necessarily introduces a bias in the decisions adopted during the subsequent evaluation, as a result of which misleading conclusions may be drawn. Moreover, several hazards may concur in space and time, giving rise to what is known as a hazard scenario [31]. Such situations normally generate higher risks than any individual hazard separately. Based on the classification of the potential hazards by their relevance to structural safety, each scenario is characterised by a combination of one leading and accompanying actions and influences.

The definition of the potential hazard scenarios, relevant to the design of the MSS used for erection of the access viaducts of the Pumarejo bridge, should account for all possible deviations from the expected actions or influences and their effects on the structure as well as from the expected resistance, specified below:

- MSS self-weight and permanent loads due to the formwork panels, working platforms, bridge crane and other equipment integrated into the MSS.
- Construction loads, including those stemming from the use of the bridge crane.
- Forces required to induce longitudinal and transverse movement during launching of the MSS.
- Fresh concrete, which induces significant pressure on the formwork panels. In combination with the longitudinal and cross slope of the bridge, this pressure might entail considerable internal forces in the members of the formwork-supporting substructure (figure 4). This frequently neglected or underestimated hazard in the design of temporary structures [32] calls for appropriate resistance and stability mechanisms in the MSS constitutive members.
- Prestressing forces applied by the OPS (figure 5).
- Climatic and seismic actions (the bridge is located in a region where high wind speeds are registered and seismic activity is likely), for which the corresponding characteristic values have to be determined depending on the temporary use conditions of the MSS (see sections 2.3 and 5.4).
- Differential settlements of the bridge pier foundations.
- Other imposed deformations, for instance due to imperfections during assembly of the MSS or its support structures.
- Initial imperfections and residual stresses in the MSS components due to the fabrication process of the steel structure.
- Material characteristics.
- Strength decay mechanisms associated with variable load cycles, accentuated by dynamic effects introduced during successive launching and casting stages of the MSS.
- Insufficient lateral support causing overall instability of the MSS main girder.

Measures adopted to mitigate risks are to be considered when defining relevant hazard scenarios, including the following:

- Monitoring of the induced prestressing forces by the OPS system (figure 5).
- Implementation of an efficient quality assurance system for prevention of human errors during the different operations, e.g. to avoid the use of the bridge crane in an unforeseen position or with an excessive load.
- Installation of alarm systems, for instance, for the case of unexpected deformations during the casting stages.
- Provision of automatic braking systems to counteract unforeseen movements during the MSS launching operations.

5.3. Reliability requirements

Assuming that the possible failure of one key member, for which the safety requirements are to be established, would lead to a complete collapse of the movable scaffolding system (MSS), the affected area can very roughly be estimated to $A_{col} \approx 2000 \text{ m}^2$. For the establishment of share μ of the reference period T_{ref} the MSS is effectively used (section 2.2), the information available in the design documents [26] is applied. According to this information, the sum of the periods

corresponding to the launching cycles of the MSS is about 20 days, which is less than 5% of the total construction time (table 1). Similarly, concrete casting also requires less than 5% of construction time, as well for the first as the second casting stages (section 4). Consequently, the time period during which the MSS is in a fixed position (time for placing of reinforcement, etc.), corresponds to approximately 85% (≈ 365 days) of the total construction time. For sake of simplicity, and since the aforementioned figures are estimated values that may change depending on the site-specific conditions, the rounded values given in table 1 were assumed for parameter μ corresponding to the different construction stages.

TABLE 1. Estimated duration, parameter μ and annual target reliability $\beta_{i,T}$ for different construction stages.

Construction stage	Duration [days]	μ	$\beta_{i,T}$
MSS launching	20	0.1	5.4
First casting stage (U section)	25	0.1	5.4
Second casting stage (top slab)	20	0.1	5.4
MSS in fixed position	≈ 365	1.0	4.9

Although originally developed for building structures, as the occupancy rate roughly is of the same order of magnitude, the requirements given in Figure 1 are applied for establishing target reliability. Intercepting, for example, the curve for $\mu = 1.0$ at $A_{col} \approx 2000$ m² yields a required reliability index of $\beta_{i,T} \approx 4.9$ for design of the members of the MSS in a fixed position (table 1). Similarly, the target reliabilities are deduced for design of MSS members in the launching and the concrete casting stages, all characterized by $\mu = 0.1$ (table 1). Intercepting, the corresponding curve in figure 1 at $A_{col} \approx 2000$ m² yields a required reliability index of $\beta_{i,T} \approx 5.4$ ($T_{ref} = 1$ year).

It should be noted that the proposed reliability requirements for the MSS design considerably exceed the current Eurocode requirement for CC2 structures and a reference period of $T_{ref} = 1$ year, $\beta_{i,EN1990} = 4.7$ [22]. For a verification of structural safety according to the semi-probabilistic design format, this observation means that higher partial factors than those implemented in this code for reliability class RC2 structures (related to consequence class CC2) are expected. Taking account of appropriate statistical distributions (including their associated parameters) for the different variables, this reliability differentiation may be achieved by introducing so-called adjustment factors (ω_γ). These factors are defined as the ratios between the design values of the corresponding variable, obtained by factoring in the deduced target reliability index $\beta_{i,T}$ and the Eurocode value $\beta_{i,EN1990}$, respectively, considering a reference period of one year. Table 2 includes the ω_γ to be factored to the Eurocode partial factors for the resistance of steel structures [33], $\omega_{\gamma M}$, permanent and variable actions [22], $\omega_{\gamma G}$ and $\omega_{\gamma Q}$, respectively, distinguishing between the different construction stages. It can be observed that the partial factors for variable loads experience the highest increase (15% in the launching and casting stages, and 7.5% in the fixed position stage). The increase corresponding to the permanent loads and the resistance oscillates between 5 and 7.5%.

TABLE 2. Adjustment factors ω_γ .

Construction stage	$\omega_{\gamma M}$	$\omega_{\gamma G}$	$\omega_{\gamma Q}$
MSS launching	1.075	1.075	1.150
First casting stage (U section)	1.075	1.075	1.150
Second casting stage (top slab)	1.075	1.075	1.150
MSS in fixed position	1.050	1.050	1.075

5.4. Time dependent models for variable actions

5.4.1. General

As stated before in section 2.3, when verifying structural safety under temporary use, the representative values for variable actions should be adjusted due to reduced exposure time. In the present case study, this is particularly relevant for wind- and seismic actions. For these actions appropriate return periods have to be fixed as a function of the estimated duration of the different construction stages under use of the MSS.

Due to lack of information, no duration dependent models are established for other climatic actions. Thermal effects, for example, are taken into account by applying vertical and horizontal gradients inferred from data available in the literature.

5.4.2. Wind actions

According to the indications in the design project of the MSS [26], a maximum value of 40 km/h (≈ 11 m/s) is assumed for the wind velocity during the launching stages of the MSS. Meteorological previsions for three days are considered to be sufficiently precise in order to assure that no launching operation (with an estimated duration of approximately 12 hours) will be undertaken if expected wind velocities exceed this value.

The total durations of the casting stages and the fixed position stage of the MSS, estimated from information provided in the design project [26], are again listed in table 3. As a function of these durations, return periods T_R for wind actions of respectively 5 and 10 years are established, following the recommendations in the Eurocode for actions during execution [25]. Based on these return periods and taking into account the results from a specific study on wind velocities measured at different locations, representative for the Pumarejo site [34], the basic wind velocities v_b [35] to be taken into account in the design of the MSS are determined assuming a Gumbel distribution. Table 3 summarizes the obtained results.

TABLE 3. Duration of construction stages and associated return periods (T_R) and basic velocities (v_b) for wind actions.

Construction stage	Duration [days]	T_R [years]	v_b [m/s]
MSS launching	20	-	11.0
First casting stage (U section)	25	5	34.5
Second casting stage (top slab)	20	5	34.5
MSS in fixed position	≈ 365	10	44.5

5.4.3. Seismic actions

In a specific study on the seismic hazards affecting the zone where the bridge is located [36], a ground acceleration response spectrum depending on the vibration period of the structure is defined. Since this spectrum refers to the design of the bridge in its final state, it has been established for a return period of 1000 years (and 5% damping). The maximum value of the ground acceleration is 0.45·g for fundamental periods below 1 s.

The seismic hazard to be taken into account during the construction period of the bridge is not specifically addressed in the mentioned study [36], although some data is provided concerning ground accelerations corresponding to different return periods, with a minimum of $T_R = 50$ years. This rules out a differentiation of the seismic actions for the different construction stages, as considered for wind actions. Hence, for third party checking of the MSS, a ground acceleration of 0.08 g is adopted for all construction stages, which according to the data provided in [36], corresponds roughly to $T_R = 50$ years.

6.

CONCLUSIONS

As denoted by many accidents reported from all over the world, with important consequences in many cases, the use of temporary structures entails considerable risk. One of the aspects to be tackled in view of improving this situation is to provide consistent reliability requirements for the design of such structures. This issue is being addressed in the present paper. Acceptance criteria for structure-related risks to persons obtained in prior studies are adapted to the special circumstances of non-permanent use of a structure. Thereby, the general principle followed is to maintain the same risk levels per time unit as for permanently occupied structures. It is shown that the derived target reliability indices, taking account of the temporary use of construction works, might be significantly higher than the values suggested for permanently used structures.

A case study is then presented to illustrate how the time-dependent, risk-based requirements may be used in practical applications: The third party checking of the movable scaffolding system (MSS) used for erection of the access viaducts of the Pumarejo bridge in Barranquilla (Colombia). The principle construction stages under use of the MSS are identified and the corresponding target reliability indices established and translated into partial factors. These partial factors are found to be up to 15 % higher than the values established in the Eurocodes for reliability class RC2 structures. On the other hand, the representative values for the relevant variable actions, i.e. wind and seismic actions, must also be adjusted to the duration of the different construction stages under use of the MSS.

References

- [1] Ratay, R. T. (2009) *Forensic Structural Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill.
- [2] Matousek, M. & Schneider, J. (1976) *Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken*. Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, ETH Zürich.
- [3] Hadipriono, F. C. & Wang, H.-K. (1987) Causes of falsework collapses during construction. *Structural Safety*. 4(3): 179-195.
- [4] Eldukair, Z. A. & Ayyub, B. M. (1991) Analysis of recent U.S. structural and construction failures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 5(1): 57-73.
- [5] Rosignoli, M. (2007) Robustness and Stability of Launching Gantries and Movable Shuttering Systems - Lessons Learned. *Structural Engineering International*. 17(2): 133-140.
- [6] Andresen, J. (2012) Investigation of a collapsed scaffold structure. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Forensic Engineering*. 165(2): 95-104.
- [7] André, J., Beale, R. & Baptista, A.M. (2012) A survey of failures of bridge falsework systems since 1970. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Forensic Engineering*. 165(4): 161-172.
- [8] Terwel, K., Boot, W. & Nelisse, M. (2014) Structural unsafety revealed by failure databases. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Forensic Engineering*. 167(1): 16-26.
- [9] Tanner, P. & Hingorani, R. (2013) Collapse of the River Verde Viaduct scaffolding system. *IABSE Workshop on Safety, Failures and Robustness of Large Structures*. Helsinki, IABSE.
- [10] Tanner, P., Bellod, J. L., Sanz, D. & Hingorani, R. (2013) Lessons from incidents attributable to the uncertainties in bridge launching illustrated by a case study. *Civil Engineering and Environmental Systems*. 30(2): 146-161.
- [11] Hingorani, R. & Tanner, P. (2020) Forensic Inquiry into Derailment of a Launching Gantry, *J. Perform. Constr. Facil.*, 34(1): 04019096, DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001327.
- [12] Tanner, P., Hingorani, R., Bellod, J. L. & Sanz, D. (2018) Thoughts on Construction Risk Mitigation and Acceptance. *Structural Engineering International*. 28(1): 60-70.
- [13] André, J., Beale, R. & Baptista, A. (2012) Bridge construction equipment: An Overview of the Existing Design Guidance. *Structural Engineering International*. 22(3): 15.
- [14] Caspeele, R., Steenbergen, R. & Taerwe, L. (2013) An adjusted partial factor method for temporary structures compatible with the Eurocode framework. *Civil Engineering and Environmental Systems*. 30(2): 97-114.
- [15] JCSS. (2015) Document on design of temporary structures, Draft presented at the 59th JCSS Meeting by Vrouwenvelder, T., with input from Faber, M., Høj, N. P., Sørensen, J. and Tanner, P., Joint Committee on Structural Safety.
- [16] Hingorani, R. & Tanner, P. (2019) Risk-informed requirements for design and assessment of structures under temporary use. *Risk Analysis*, Published online, doi: 10.1111/risa.13322.
- [17] Tanner, P. & Hingorani, R. (2015) Acceptable risks to persons associated with building structures. *Structural Concrete*. 16(3): 314-322.
- [18] Vrouwenvelder, T. (2012) Target reliability as a function of the design working life. *6th International Forum on Engineering Decision Making (IFED): Risk of Temporary Structures and Activities*. Lake Louise.
- [19] Rosowsky, D. (1995) Estimation of design loads for reduced reference periods. *Structural Safety*. 17(1): 17-32.
- [20] Beale, R. & André, J. (2017) *Design Solutions and Innovations in Temporary Structures*. Hershey, United States: IGI Global.
- [21] Vrouwenvelder, T. & Scholten, N. (2010) Assessment criteria for existing structures. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*. 20(1): 62-65.
- [22] EN 1990. Eurocode - Basis of structural design. Brussels, European Committee for Standardization, 2002.
- [23] ISO 2394. General principles on reliability for structures, 4th edition: International Organization for Standardization (ISO), 2015.
- [24] Diamantidis, D. (1996) Zur Zuverlässigkeit temporärer Bauwerke. *Bauingenieur*. 71: 283-286.

- [25] EN 1991-1-6. Eurocode 1. Actions on structures - Part 1-6: General actions – Actions during execution. Brussels, European Committee for Standardization, 2005.
- [26] BERD, S.A. (2016) Memoria de cálculo M70D-S, Parte 1: Criterios generales de proyecto.
- [27] CESMA Ingenieros, S. L. (2016) Supervisión de la autocimbra del puente de Pumarejo en Colombia. Informe n° 1. Bases de cálculo.
- [28] BERD, S.A. Proyecto M1-70-S: Drawings 1 – 30, Version 1, 2016.
- [29] Pacheco, P. & Fonseca, A. (2002) Organic Prestressing. *Journal of Structural Engineering*. 128(3): 400-405.
- [30] Pacheco, P., Guerra, A., Borges, P. & Coelho, H. A (2007) Scaffolding System strengthened with Organic Prestressing - The first of a new Generation of Structures. *Structural Engineering International*. 17(4): 314-321.
- [31] Vrouwenvelder, A., Lovegrove, R., Holicky, M., Tanner, P. & Canisius, G. (2001) Risk Assessment and Risk Communication in Civil Engineering. Rotterdam, *International Council for Research and Innovation in Building and Construction*.
- [32] Knoll, F. & Vogel, T. (2009) Design for Robustness. Zurich, Switzerland: IABSE-AIPCC-IVBH.
- [33] EN 1993-2. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges. Brussels, European Committee for Standardization, 2006.
- [34] Monsalve Sáenz, G. (2013) Análisis de velocidades máximas instantáneas anuales del viento y rosa de vientos de velocidades máximas instantáneas mensuales, *Contrato 2200 para la Solución integral del paso sobre el Río Magdalena en Barranquilla, Versión 1.0*.
- [35] EN 1991-1-4. Eurocode 1. Actions on structures - Part 1-4: General actions – Wind actions. Brussels, European Committee for Standardization, 2005.
- [36] Gallego-Silva, M. (2013) Evaluación de amenaza sísmica en el sitio, *Contrato 2200 para la Solución integral del paso sobre el Río Magdalena en Barranquilla, Informe final*.

Evaluación de la sostenibilidad de materiales para elementos estructurales de cubiertas

Sustainability Assessment of Different Materials for Roofs' Structural Elements

Irene Josa i Culleré^{*a}, Albert de la Fuente Antequera^b, Oriol Pons Valladares^c, Antonio Aguado de Cea^d

^a Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Investigadora. Universitat Politècnica de Catalunya

^b Dr. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Profesor agregado. Universitat Politècnica de Catalunya

^c Dr. Departamento de Tecnología de la Arquitectura. Profesor lector. Universitat Politècnica de Catalunya

^d Dr. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Profesor catedrático. Universitat Politècnica de Catalunya

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

Hoy en día, es creciente la importancia que debe darse a la consideración de aspectos de sostenibilidad en el desarrollo de proyectos de infraestructuras. En concreto, la elección del material de construcción idóneo puede permitir mejorar notablemente la sostenibilidad de la estructura en términos tanto económicos, ambientales como sociales. Este artículo propone un modelo de evaluación de la sostenibilidad basado en la teoría multi-atributo para analizar diferentes alternativas de materiales para miembros estructurales. El modelo es utilizado para evaluar la sostenibilidad de distintas alternativas de cubiertas de polideportivos.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Sostenibilidad, madera estructural, cerchas metálicas, vigas de hormigón, MIVES, cubiertas.

ABSTRACT

Nowadays, the importance to be given to sustainability issues in the development of infrastructures projects is increasing. Particularly, choosing an appropriate construction material might allow to substantially improve a structure's sustainability whether in economic, environmental or social terms. This article proposes an assessment model based on the multi-attribute theory for the analysis of different alternatives for structural members' materials. The model is used to assess the sustainability of different alternatives of sports' halls roofs.

©2022 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

KEYWORDS: Sustainability, structural timber, steel trusses, concrete girders, MIVES, roofs.

1. INTRODUCCIÓN

En un contexto a nivel mundial marcado por la necesidad de abogar por formas de vida más sostenibles, el sector de la construcción se erige como uno de los sectores con los mayores impactos negativos sobre el medio ambiente. Como señala Levin 1997, la construcción de edificios está vinculada a ocho de las principales categorías de estresores ambientales: uso de materias primas,

energía, agua y tierra, emisión de contaminación, efluentes de agua, desechos sólidos y otras emisiones.

Al analizar la sostenibilidad en los distintos ámbitos de la construcción, deben considerarse indicadores sociales, económicos y ambientales y, además, los mismos deben tenerse en cuenta durante todo el ciclo de vida de la estructura, desde su planificación hasta su desmantelamiento. Una barrera para la sostenibilidad en la construcción es el hecho de que la infraestructura sos-

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: irene.josa@upc.edu (Irene Josa i Culleré).

tenible generalmente está engañosamente vinculada a conceptos como edificios verdes o eficiencia energética en los edificios (Ding 2008, Haapio y Viitaniemi 2008, Moakher y Pimplikar 2012, Zuo y Shao 2014, Kim et al. 2018). Sin embargo, estos aspectos solo representan factores incluidos en el pilar ambiental de la sostenibilidad. Cuando se trata de diseñar infraestructuras sostenibles, los ingenieros necesitan, no solo incorporar información sobre los factores relacionados con los impactos ambientales, sino también los relacionados con los aspectos económicos y sociales.

Una característica clave de los edificios que pueden desempeñar un papel vital para minimizar el impacto de un edificio es el material utilizado (Govindan et al. 2016). Los esfuerzos actuales para garantizar una construcción sostenible han puesto un énfasis particular en el desarrollo de nuevas tecnologías y nuevos materiales como los materiales reutilizados (Sieffert et al. 2014). Desafortunadamente, debe enfatizarse que estos sistemas innovadores se usan con poca frecuencia en la práctica debido a los altos costos relacionados con las tecnologías de vanguardia o debido a la insuficiencia de estas tecnologías con respecto a las directrices y herramientas de evaluación de sostenibilidad existentes.

Ello hace necesario evaluar en qué medida la elección del material de elementos estructurales específicos contribuye a la sostenibilidad total de un edificio. Para ello, MIVES es una metodología que permite apoyar procesos de toma de decisiones multicriterio. Se trata de un método que ha demostrado ser eficiente y robusto para este propósito en varios campos como, por ejemplo, infraestructuras subterráneas (de la Fuente et al. 2017) e hidráulicas (Pardo y Aguado 2014, de la Fuente et al. 2016); componentes y sistemas de construcción (Pons y Aguado 2012, Pons y de la Fuente 2013, Pons et al. 2016, de la Fuente et al. 2019); construcción industrial (San- José Lombera y Garrucho Aprea 2010); desarrollo urbano (Pujadas et al. 2017); infraestructura de generación de electricidad (Cartelle et al., 2015) e, incluso, gestión de viviendas post-desastre (Hosseini et al., 2015, 2016). Además, vale la pena mencionar que la Asociación Española de Hormigón Estructural (Aguado et al. 2012) y la Comisión 6 (prefabricación) de fib (féderation international du béton), con el lanzamiento del boletín 88 de fib (fib 2018), incluyó el modelo MIVES como herramienta de referencia para abordar el análisis de sostenibilidad de componentes estructurales para edificios e infraestructuras (de la Fuente and Fernández-Ordóñez 2018).

Habiendo dicho esto, el objetivo de este trabajo de investigación es, por un lado, proponer un modelo basado en MIVES para evaluar la sostenibilidad de los componentes estructurales y, por el otro, usar este modelo para abordar la evaluación de sostenibilidad de diferentes alternativas (materiales y tipologías estructurales) de vigas y cerchas para la construcción de cubiertas de pabellones deportivos en España. Este tipo de instalaciones son estructuralmente representativas para otros tipos de usos de edificios de una sola planta (por ejemplo, con fines industriales, mercados o centros comerciales).

El resto del documento está estructurado de la siguiente manera: la [sección 2](#) presenta el caso de estudio que se analiza en este documento. A continuación, la [sección 3](#) presenta la metodología que se ha seguido para construir el marco de evaluación de sostenibilidad y describe el modelo propuesto. A continuación, en la [sección 4](#), se analizan y discuten los resultados del caso de estudio tanto desde un punto de vista determinista como probabilista. Finalmente, en la [sección 5](#) se recogen las principales conclusiones derivadas del resultado.

2.

CASO DE ESTUDIO

Las alternativas escogidas para el caso de estudio se basan en un estudio inicial llevado a cabo sobre un total de 444 polideportivos localizados en Cataluña. Se recogió información sobre estos polideportivos y se clasificaron de acuerdo a su material y tipología estructural.

Finalmente, se escogieron siete alternativas distintas para el análisis de su sostenibilidad. Las alternativas consideradas son:

1. Cercha metálica llana (CML)
2. Cercha metálica peraltada (CMP)
3. Cerchadehormigónreforzado(CHR)
4. Viga aligerada de hormigón pretensado (VAHP)
5. Viga de hormigón pretensado (VHP)
6. Viga de madera (VM)
7. Cercha de madera (CM)

Las fases del ciclo de vida consideradas en el análisis son las siguientes: extracción del material y producción, producción de los elementos estructurales, transporte al emplazamiento de construcción, instalación del elemento estructural y mantenimiento básico durante el servicio del elemento. La vida útil del elemento ha sido considerada de 50 años.

3.

METODOLOGÍA

3.1. MIVES

MIVES (Método de Valor Integrado para Evaluaciones Sostenibles) es un método destinado a apoyar decisiones basadas en la teoría de la utilidad de múltiples atributos.

A través de este método, cada una de las alternativas de un problema específico se evalúa para obtener una resolución óptima, que se basa en el valor de un índice final. El valor de este índice se obtiene mediante la agregación de la evaluación de varios indicadores, criterios y requisitos diferentes que fueron elegidos previamente por las partes interesadas. En general, se supone que las preferencias del tomador de decisiones con respecto a los indicadores son conocidas o pueden estimarse. Además, MIVES estructura el problema en diferentes niveles. Cada nivel contiene los parámetros a estudiar y depende del caso estudiado. Los primeros niveles incluyen aspectos que son más generales y cualitativos, mientras que los últimos niveles incluyen los aspectos más específicos, que se denominan indicadores. En este proyecto, se utilizó un marco compuesto por tres niveles; Este marco se compone de requisitos, criterios e indicadores.

Entre estos tres factores, los indicadores son los únicos aspectos que se evalúan durante el proceso. La evaluación se lleva a cabo aplicando una función de valor a los indicadores; Las funciones de valor permiten transformar variables cualitativas o cuantitativas con escalas y unidades propias en un valor no dimensional comprendido entre 0 y 1, correspondiente a los grados de satisfacción mínimo y máximo, respectivamente.

Dicho esto, el proceso para implementar MIVES sigue los pasos que se indican a continuación. Primero, se debe construir

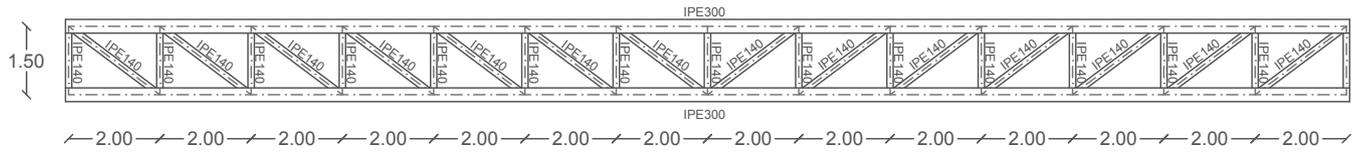
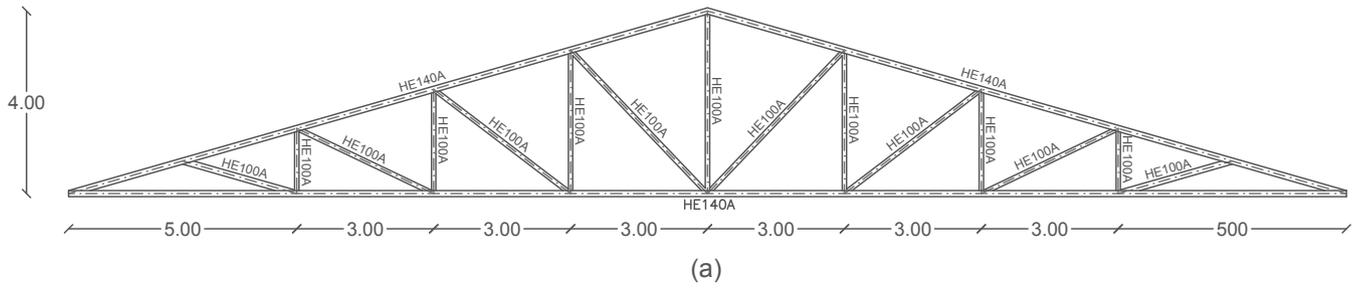


Figura 1. Detalles del diseño de (a) la cercha peraltada metálica y (b) la cercha llana metálica.

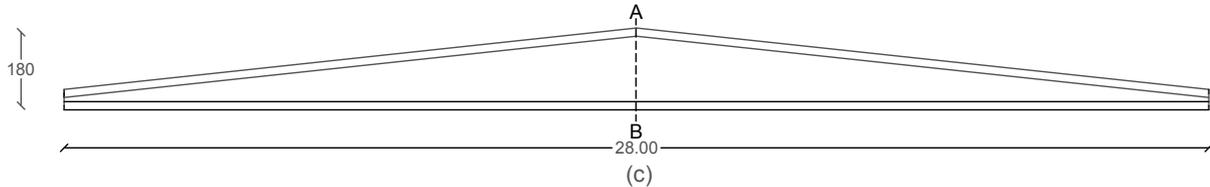
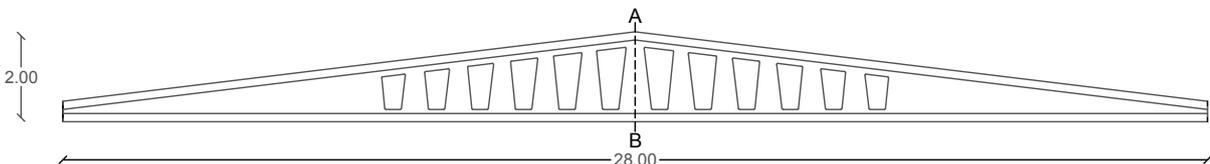
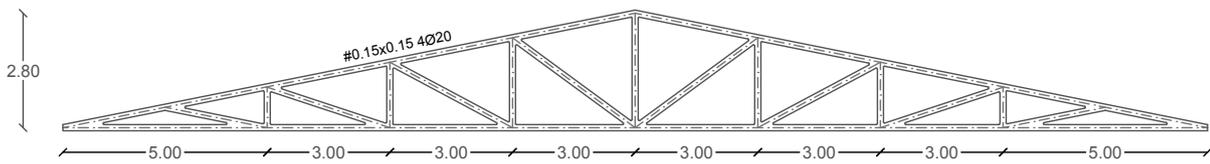


Figura 2. Detalles del diseño de (a) la cercha de hormigón reforzado, (b) la viga aligerada de hormigón pretensado y (c) la viga de hormigón pretensado.

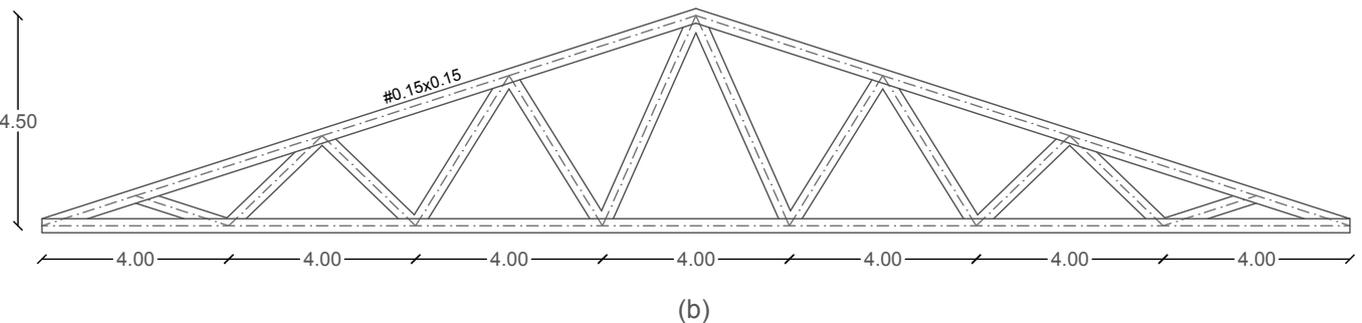
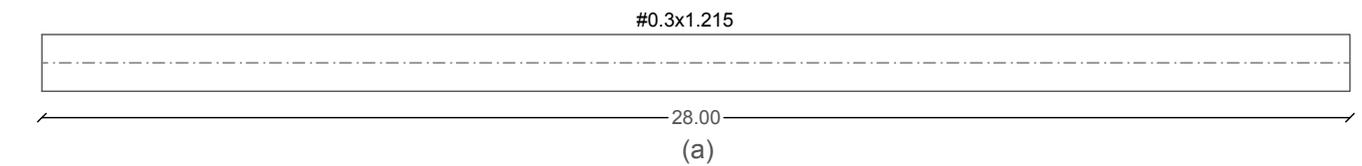


Figura 3. Detalles del diseño de (a) la viga de madera y (b) la cercha de madera.

el marco teórico en el que se basa el árbol de decisión y definir los indicadores correspondientes a cada uno de los últimos aspectos en el último nivel. Posteriormente, si hay una alternativa para la que faltan datos, la situación debe analizarse para decidir cómo tratar esta falta. Sin embargo, en el presente estudio este paso se ha omitido ya que se recopilaron datos para todos los indicadores. Luego, para poder agregar los indicadores es necesario que las variables estén normalizadas; para este propósito, las funciones de valor mencionadas anteriormente fueron calibradas y utilizadas. La ponderación y la agregación se producen después de obtener todos los indicadores en un rango entre 0 y 1. Una vez que se recopilan los valores para el índice de cada alternativa, es necesario examinar la solidez de los resultados. Para esto, se necesita un análisis de sensibilidad. Finalmente, los resultados se pueden contrastar para que se puedan identificar las mejores alternativas en términos de sostenibilidad.

3.2. Modelo de evaluación

Con el objetivo de evaluar la sostenibilidad de las diferentes alternativas, se establecieron tres requisitos: económico, ambiental y social, los cuales conforman los tres pilares de referencia sobre los que se sustenta la sostenibilidad. La definición de los criterios e indicadores para cada uno de los tres requisitos es de gran importancia tanto para la representatividad como para la fiabilidad de los resultados. Por lo tanto, la idoneidad del modelo de evaluación se garantizó mediante la realización de seminarios con expertos a lo largo de varias sesiones, así como mediante la búsqueda de publicaciones de casos de estudios académicos y técnicos en el mismo campo.

La figura 3 muestra el árbol de toma de decisiones con sus tres niveles correspondientes, así como con los pesos asignados a cada uno de los aspectos. En cuanto a los pesos, estos se asignaron en base a las pautas dadas en publicaciones hechas en el mismo campo y confirmados de acuerdo con los criterios de los expertos. Además, en la tabla 1 se pueden encontrar los parámetros constitutivos de las funciones de valor para cada uno de los indicadores.

2.3.1. Requerimiento económico

El requisito económico está representado por dos criterios: costes de construcción (C1) y costes de mantenimiento (C2). El primero, C1, está compuesto por un indicador que incluye los costes directos (I1); a saber, los costos atribuibles al material, al transporte y a la instalación. Estos tres elementos se agregan para obtener el valor del indicador. El segundo criterio, mantenimiento (C2), cubre los costes relacionados con el mantenimiento de la infraestructura. No se han considerado reparaciones por acciones accidentales.

2.3.2. Requerimiento ambiental

El requisito ambiental se compone de dos criterios: emisiones (C3) y consumo de recursos (C4).

El objetivo del criterio C3 es favorecer aquellas alternativas con un menor impacto en términos de emisiones de CO₂. Por lo tanto, este criterio incluye un indicador, emisiones de CO₂ (I3), que es un gas de efecto invernadero y que, en consecuencia, contribuye al efecto invernadero al absorber y emitir radiación térmica. En el análisis del ciclo de vida, las etapas que se incluyeron fueron: (1) extracción de los materiales, (2) fabricación del elemento, (3) transporte al pabellón deportivo.

El propósito del criterio C4 es, por un lado, minimizar el consumo de recursos y, por otro lado, dar cuenta de la posibilidad de reutilización de diferentes materiales, tanto en la etapa de construcción como en la etapa de desmantelamiento. Para ello, se proponen tres indicadores: energía (I4), agua (I5) y recursos (I6).

La evaluación de los indicadores I4 e I5 es directa y considera las mismas etapas del ciclo de vida que el indicador I3.

En cuanto al indicador I6, su objetivo principal es considerar la cantidad de cada material que se utiliza y también las características inherentes. Por lo tanto, para su evaluación se definieron tres subindicadores diferentes: escasez de materias primas, potencial de reciclaje y potencial para el uso de materiales reciclados. Estas variables han sido adaptadas de Harris 1999 y Vefago y Avellaneda 2013 al presente proyecto.

- La escasez de las materias primas considera si los materiales utilizados para la producción de los elementos estruc-

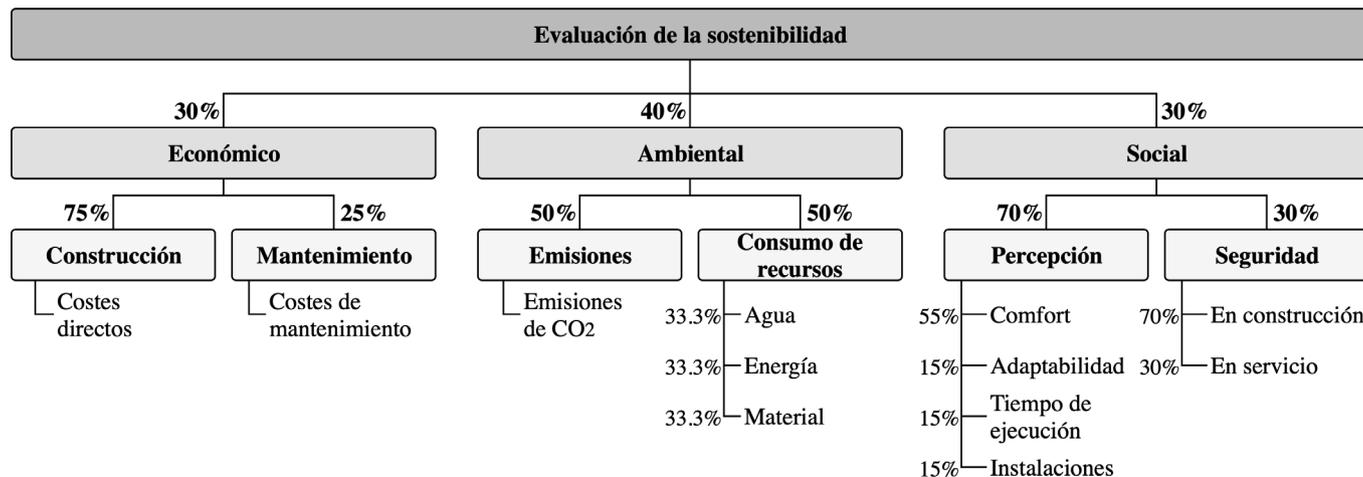


Figura 4. Árbol de decisión del índice de sostenibilidad del modelo.

TABLA 1.
Características específicas de los parámetros del modelo MIVES

Indicador	Unidades	Función	Xmin	Xmax	C	K	P
I1 Costes directos	€	DS	0	10000	7000	2.5	4
I2 Costes de mantenimiento	€	DS	0	25	17	2.5	4
I3 Emisiones de CO ₂	kg CO ₂	DS	0	13000	6500	0.1	2.5
I4 Energía	MJ	DS	0	130000	65000	0.1	2
I5 Consumo de recursos	puntos	CL	1	9	1	«1	1
I6 Agua	m ³	DS	0	9	4.5	0.1	2.5
I7 Comfort	puntos	CL	1	12	1	«1	1
I8 Adaptabilidad	puntos	CL	1	3	1	«1	1
I9 Tiempo de ejecución	puntos	DL	1	3	1	«1	1
I10 Instalaciones	puntos	CL	1	3	1	«1	1
I11 Seguridad en construcción	puntos	CL	1	3	1	«1	1
I12 Seguridad en servicio	puntos	CL	1	3	1	«1	1

turales se encuentran fácilmente o están en peligro por una insuficiencia en la cantidad de material a nivel mundial.

- Con respecto al reciclaje de los materiales, el potencial de reciclaje busca evaluar la medida en que los materiales pueden usarse después de que finaliza el ciclo de vida. El indicador se calibró puntuando de 1 a 5 dependiendo de si el material se puede usar como relleno sanitario, se puede infundir, reciclar, reciclar o reutilizar, respectivamente.
- En cuanto al potencial para el uso de materiales reciclados, el subindicador evalúa si la alternativa considerada puede hacer uso de materiales previamente utilizados, y el subindicador se calificó entre 1 y 3.

Para obtener I6, los puntos totales otorgados a cada subindicador se agregan directamente, dando un número entre 1 y 9.

2.3.3. Requerimiento social

Los criterios sociales que se han utilizado en este modelo son dos: percepción (C5) y seguridad (C6).

En primer lugar, el criterio C5 tiene como objetivo medir qué tan bien el elemento estructural se adapta a su contexto y cómo es percibido por sus usuarios y la comunidad local. Este primer criterio abarca cuatro indicadores diferentes: comodidad del usuario (I7), adaptabilidad al contexto (I8), tiempo de construcción (I9) e instalaciones (I10). La comodidad del usuario (I7) cubre cuatro áreas: comodidad acústica, esbeltez, calidez del material y luz. Estas áreas fueron elegidas después de la investigación realizada por varios autores sobre el impacto en la percepción individual de los materiales y las formas. El segundo indicador, la adaptabilidad al contexto I8, tiene como objetivo medir el nivel en el que un elemento estructural puede personalizarse para adaptarse a las características locales, como el emblema de una región. El indicador I9, tiempo de construcción, mide el grado en que una mayor duración de un proceso de construcción puede afectar negativamente la forma en que se percibe, y viceversa. El cuarto indicador, I10, es una medida de si los elementos de servicio como las tuberías que deben instalarse en el techo pueden instalarse fácilmente a través del elemento estructural. Esto se ha considerado por dos razones: en primer lugar, porque puede afectar la estética del

interior del edificio; segundo, porque puede introducir dificultades en el proceso de construcción.

El criterio adoptado para la seguridad (C6) se compone de dos indicadores: seguridad durante la construcción (I11) y seguridad durante el servicio (I12). Debe tenerse en cuenta que la seguridad estructural durante la construcción y el servicio se considera cubierta al aplicar las normas de diseño. En este sentido, todas las alternativas tienen la misma seguridad estructural. Sin embargo, el propósito de estos indicadores es evaluar los riesgos involucrados durante el manejo en las etapas de construcción y servicio de los elementos estructurales. Ambos indicadores se califican en una escala entre 1 y 3 correspondiente a niveles de seguridad bajo, medio y alto.

4. RESULTADOS

4.1. Escenario determinista

Los valores de los indicadores para cada una de las alternativas se pueden obtener mediante la cuantificación de cada indicador y las funciones de valor respectivas. Los valores se obtuvieron de bases de datos y seminarios con expertos como se describe en la sección anterior.

Los valores de cada uno de los índices de las alternativas con respecto al índice de sostenibilidad global (IS) se muestran en la figura 5.

En primer lugar, realizando un análisis por requerimientos, los resultados permiten afirmar que las armaduras de hormigón armado, acero y madera presentan los mejores resultados para el requisito económico en comparación con las dos soluciones de vigas hechas con hormigón o madera pretensados. Esto se debe principalmente a que los costos directos asociados con la producción del concreto pretensado son particularmente costosos en comparación con las otras soluciones. En cuanto a la viga de madera, sus costos de producción son muy altos debido a la gran envergadura de la viga. Sin embargo, los costos de instalación, transporte y mantenimiento son similares en todas las alternativas.

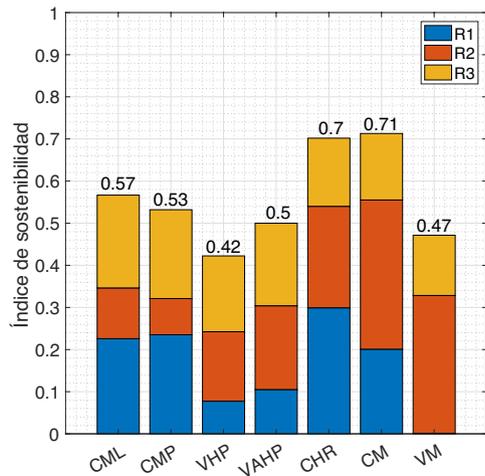


Figura 5. Resultados del análisis determinista para el IS.

En cuanto a los requisitos ambientales, los elementos más altos se obtienen con los elementos hechos con madera, mientras que los más bajos corresponden a las armaduras de acero. A pesar de que el acero es ambientalmente atractivo debido al hecho de que casi la totalidad del material puede ser reciclado, su producción genera una gran cantidad de emisiones de CO₂ y, en consecuencia, ambas alternativas de acero tienen un puntaje muy bajo en el criterio 3. Además, la cantidad de agua necesaria para su producción es relativamente significativa en comparación con la madera y el hormigón.

Finalmente, con respecto al requisito social, ambas armaduras de acero presentan los índices más altos, a pesar de que es necesario enfatizar que en este caso la dispersión del requisito es mucho menor que en los casos económicos y ambientales. Las celosías son los elementos que alcanzan los valores más altos del criterio 5, esto debido al hecho de que estas puntúan más alto en términos de luz en el interior del edificio.

A la luz de los resultados, se puede ver que el armazón de la madera obtiene el índice máximo (IS = 0.71), aunque su índice es seguido de cerca por la armadura de hormigón (IS = 0.70); Junto a estas alternativas, el braguero de acero plano (IS = 0.57) y el braguero de acero inclinado (IS = 0.53) alcanzan los índices cuarto y quinto más altos, aunque nuevamente ambos valores son bastante similares; Las tres últimas alternativas son el hormigón pretensado aligerado, la viga de madera y el hormigón pretensado, con un IS de 0.50, 0.47 y 0.42, respectivamente. Sin embargo, la solidez de los resultados debe examinarse en vista del hecho de que puede haber incertidumbres en algunos de los resultados. Principalmente, las armaduras de hormigón y madera logran valores de IS muy similares; lo mismo ocurre con las armaduras de acero y con el hormigón pretensado y las vigas de madera.

El análisis de sensibilidad se describe en la siguiente sección.

4.2. Escenario probabilista

Para comprobar la robustez de los resultados, se realizó un análisis de sensibilidad. Se recurrió al método de Monte Carlo para abordar el problema de manera probabilística. Como del Caño et al. 2012 describe, para aplicar el método, es necesario definir las funciones de distribución de aquellos valores tratados probabilísticamente.

Una vez definidos, las siguientes fases cubren las simulaciones: generar valores pseudoaleatorios y evaluar el modelo con los valores obtenidos. Finalmente, es posible obtener un histograma de frecuencia de IS, así como su función de distribución acumulativa. Esta última curva permite comprender e interpretar mejor los resultados del análisis estadístico.

Para el presente estudio se han considerado dos escenarios probabilísticos. El primero admite incertidumbres en los datos, mientras que el segundo tiene las incertidumbres en el sistema de ponderación. En ambos escenarios, los parámetros constitutivos de las funciones de valor se mantuvieron como se definieron originalmente. La figura 6 recoge los resultados del análisis de sensibilidad. La misma está compuesta por diagramas de cajas en los cuales se indican los valores mínimos y máximos obtenidos del IS para cada alternativa, así como los respectivos cuartiles y la mediana. El primer escenario, donde se introducen incertidumbres en los indicadores, se muestra en la figura 6(a). Se puede observar que se mantiene la clasificación obtenida en el enfoque determinista. De la misma forma, en el segundo escenario, donde se introdujeron incertidumbres a través del sistema de ponderación, los resultados se muestran en la Figura 6(b). Como se puede ver, nuevamente, la clasificación en términos del IS se mantiene para todas las alternativas.

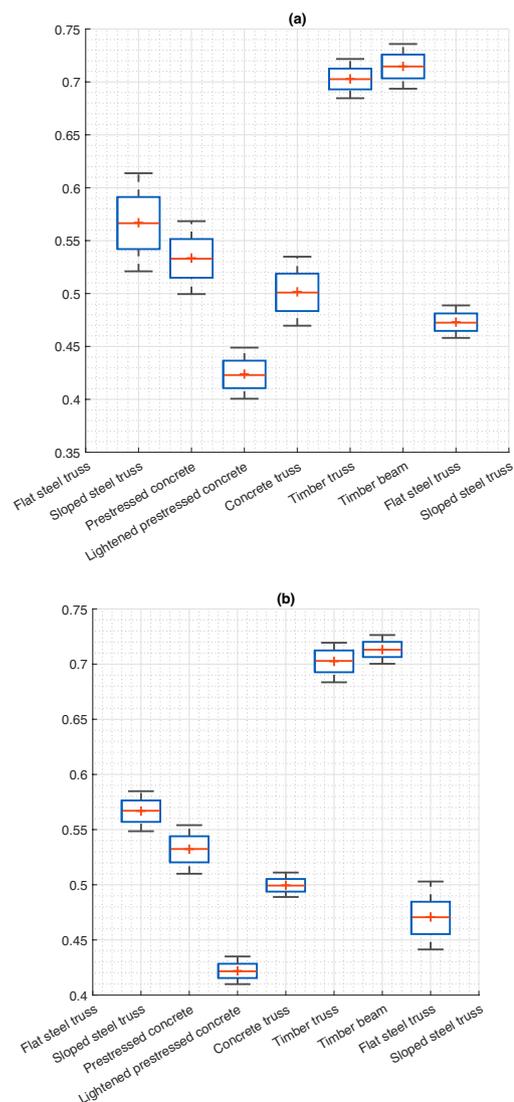


Figura 6. Resultados del análisis probabilista, con incertidumbre en los indicadores (a) y en los pesos (b)

5. CONCLUSIONES

En esta comunicación se ha propuesto un modelo multicriterio para la evaluación de la sostenibilidad basado en el método MIVES. El modelo puede usarse para evaluar la sostenibilidad de elementos estructurales de diferentes materiales.

En particular, el modelo desarrollado se ha utilizado para evaluar la sostenibilidad de las armaduras y vigas estructurales fabricadas con diferentes materiales para techos no accesibles de pabellones deportivos. El caso de estudio consistió en siete alternativas, a saber: una armadura de acero plana, una armadura de acero inclinada, una viga de hormigón pretensado, una viga de hormigón pretensado aligerada, una armadura de hormigón, una armadura de madera y una viga de madera. Las conclusiones específicas que se derivan del análisis se resumen a continuación:

- El método basado en MIVES utilizado ha demostrado ser una herramienta de evaluación de sostenibilidad adecuada; de la distribución. Las funciones de valor permiten llevar el paso de la normalización a otro nivel al permitir evaluar los indicadores de una manera que sean sensibles a ciertas partes de la distribución. La sostenibilidad de los elementos estructurales hechos de diferentes materiales se ha evaluado considerando tres requisitos, seis criterios y doce indicadores.
- En cuanto a los requisitos, económicamente la mejor solución es la armadura de hormigón. Las alternativas que alcanzan los índices más altos son la viga y la armadura de madera. Finalmente, socialmente todas las alternativas arrojan resultados muy similares, siendo las alternativas de acero ligeramente mejores.
- Las diferencias en términos del índice de sostenibilidad de las cerchas de madera y hormigón armado y de las vigas de madera y hormigón pretensado no son significativas.
- Al realizar un análisis de sensibilidad, se puede concluir que los resultados son sólidos: los cambios en el valor de los indicadores o en los pesos asignados producen las mismas clasificaciones entre las soluciones.

Como consideración de las conclusiones mencionadas anteriormente, vale la pena señalar que la madera generalmente se considera uno de los materiales de construcción más sostenibles, aunque esto puede ser engañoso. Los resultados del análisis muestran que, aunque la madera es respetuosa con el medio ambiente, puede ser un factor estresante económico dependiendo del elemento estructural para el que se utiliza. En particular, el braguero de madera laminada encolada analizada funciona bien en términos de sostenibilidad; Por el contrario, la viga de madera está clasificada como una de las peores opciones debido a los altos costos de su producción. Con respecto al concreto, a pesar de que tiene una percepción negativa entre la sociedad, en realidad puede ser una alternativa sostenible, como lo muestran los resultados del armazón concreto. Actualmente, las armaduras de hormigón no se utilizan como alternativa estructural en los techos, mientras que las armaduras de acero se usan ampliamente; Esto a pesar del hecho de que en realidad los primeros funcionan bien en términos de sostenibilidad en contraste con los posteriores.

En vista de las conclusiones anteriores, es necesario que los

estudios futuros se centren en la comparación de los índices de sostenibilidad de diferentes materiales de construcción, así como en el análisis de las razones por las cuales las opciones más sostenibles son las menos utilizadas. Estos futuros estudios contribuirían a avanzar hacia estructuras enmarcadas más sostenibles.

Agradecimientos

Irene Josa i Culleré ha contado con la ayuda otorgada por la Agència de Gestió d'Ajuts Universitaris i de Recerca (AGAUR) del Govern Català con número de referencia FI_B 00655. Por otro lado, el coautor Oriol Pons Valladares es un Profesor Serra Hunter.

Además, los autores también quisieran expresar sus agradecimientos a Pilar Giraldo, Sergio Gallego y Andrés Izuzquiza, quienes han aportado recomendaciones y sugerencias, y al Ministerio Español de Economía, Industria y competitividad por el soporte económico dentro del proyecto SAES (BIA2016-78742-C2-1-R).

Referencias

- [1] Aguado, A., del Caño, A., de la Cruz, P., Gómez, J. & Josa, A. (2012) Sustainability assessment of concrete structures. The EHE approach. *Journal of Construction Engineering and Management*. ASCE. Vol. 138 (2): 268-276
- [2] Cartelle Barros, J.J., Lara, M., de la Cruz, M.P., & del Caño, A. (2015). Assessing the global sustainability of different electricity generation systems. *Energy*, 89, 473-489.
- [3] Ding, G. K. C. (2008). Sustainable construction — The role of environmental assessment tools. *Journal of Environmental Management*, 86, 451-464.
- [4] de la Fuente, A., Pons, O., Josa, A., & Aguado, A. (2016). Multi-Criteria Decision Making in the sustainability assessment of sewerage pipe systems. *Journal of Cleaner Production*, 112, 4762-4770.
- [5] de la Fuente, A., Blanco, A., Armengou, J., & Aguado, A. (2017). Sustainability based- approach to determine the concrete type and reinforcement configuration of TBM tunnels linings. Case study: Extension line to Barcelona Airport T1. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 61, 179-188.
- [6] de la Fuente, A. & Fernández-Ordoñez, D. (2018). A multi-criteria decision-making based approach to assess the sustainability of concrete structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 442
- [7] de la Fuente, A., Casanovas-Rubio, M.M., Pons, O., Armengou, J. (2019). Sustainability of column-supported RC slabs: fiber reinforcement as an alternative. *J. Constr. Eng. Manage*, 2019, 145(7).
- [8] del Caño, A., Gómez, D., & Cruz, M. P. De. (2012). Uncertainty analysis in the sustainable design of concrete structures: A probabilistic method, 37, 865-873
- [9] Fib. (2018). Sustainability of precast structures. *FIB bulletin*, 88. ISBN: 978-2-88394-128-1
- [10] Govindan, K., Shankar, K. M., & Kannan, D. (2016). Sustainable material selection for construction industry – A hybrid multi criteria decision making approach. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 55, 1274-1288.
- [11] Haapio, A., & Viitaniemi, P. (2008). A critical review of building environmental assessment tools, 28, 469-482.
- [12] Harris, D. J. (1999). A quantitative approach to the assessment of the environmental impact of building materials, 34(6), 751-758
- [13] Hosseini, S.M.A., de la Fuente, A., & Pons, O. (2016). Multicriteria decision-making method for sustainable site location of post-disaster temporary housing in urban areas. *Journal of Construction Engineering and Management*, 142(9).

- [14] Kim, E., Jung, J., ... Choi, Y. & Kwon, J. (2018). Economic and environmental sustainability and public perceptions of rooftop farm versus extensive garden. *Building and Environment*, 146(August), 206–215.
- [15] Levin, H. (1997). Systematic evaluation and assessment of building environmental performance. In *Second International Conference Buildings and the Environment* (pp. 3–10).
- [16] Moakher, P.E., & Pimplikar, S. S. (2012). Building Information Modeling (BIM) and Sustainability – Using Design Technology in Energy Efficient Modeling, 1(2), 10–21.
- [17] Pardo-Bosch, F., & Aguado, A. (2015). Investment priorities for the management of hydraulic structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(10), 1338–1351.
- [18] Pons, O., & Aguado, A. (2012). Integrated value model for sustainable assessment applied to technologies used to build schools in Catalonia, Spain. *Building and Environment*, 53, 49–58.
- [19] Pons, O., & de la Fuente, A. (2013). Integrated sustainability assessment method applied to structural concrete columns. *Construction and Building Materials*, 49, 882–893.
- [20] Pons, O., de la Fuente, A., & Aguado, A. (2016). The use of MIVES as a sustainability assessment MCDM method for architecture and civil engineering applications. *Sustainability*, 8(5), 1-15.
- [21] Pujadas, P., Pardo-bosch, F., Aguado-Renter, A., & Aguado, A. (2017). Land Use Policy MIVES multi-criteria approach for the evaluation, prioritization, and selection of public investment projects. A case study in the city of Barcelona. *Land Use Policy*, 64, 29–37.
- [22] San-José Lombera, J.T., Garrucho Aprea, I. (2010). A system approach to the environmental analysis of industrial buildings, 45, 673–683.
- [23] Sieffert, Y., Huygen, J. M., & Daudon, D. (2014). Sustainable construction with repurposed materials in the context of a civil engineering e architecture collaboration. *Journal of Cleaner Production*, 67, 125–138.
- [24] Vefago, L. H. M., & Avellaneda, J. (2013). Resources, Conservation and Recycling Recycling concepts and the index of recyclability for building materials. *“Resources, Conservation & Recycling,”* 72, 127–135
- [25] Zuo, J., & Zhao, Z. (2014). Green building research – current status and future agenda: A review Why? How? How? What? *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 30, 271–281.

Aplicación de herramientas de realidad aumentada a modelos de puentes elaborados con BIM

Application of Augmented Reality Tools to Bridge Models Elaborated with BIM

Fernando Calderón de Diego^{*a}, Riyadh Hindi^b, José Antonio Lozano Galant^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha

^b Full Professor. Saint Louis University

^c Dr. Ingeniero de Caminos. Universidad de Castilla-La Mancha

Recibido el 30 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

La tecnología evoluciona rápida y constantemente, jugando un papel muy importante en nuestra sociedad, ya que optimiza recursos, tiempo y dinero. En ingeniería civil, el ejemplo más actual es el uso de Building Information Modeling (BIM), una metodología colaborativa para diseñar, construir y administrar más eficientemente. El modelo creado con BIM puede vincularse con Realidad Aumentada (RA), que permite la interacción del usuario con él. La RA superpone ese modelo 3D a la realidad para aumentar la información. Este artículo ilustra el estado actual de la aplicación de BIM y AR en la ingeniería civil, y propone soluciones basadas en un análisis particular: un modelo de puente desarrollado con Revit.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: BIM, realidad aumentada, interoperabilidad, modelo de puente, tecnología, visualización.

ABSTRACT

Technology evolves rapidly and constantly, and it plays a very important role in our society as it optimizes resources, time and money. In the civil engineering field, the most current example is the use of Building Information Modeling (BIM), a collaborative methodology to design, build and manage more efficiently. The model created with BIM can be linked with Augmented Reality (AR) technology, which allows interaction with it. AR superimposes that 3D model to the real environment to increase the information. This paper illustrates the current state of the applications of BIM and AR into the civil engineering field, and proposes some solutions based on a particular case analysis: a bridge model developed with Revit.

©2022 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

KEYWORDS: BIM, augmented reality, interoperability, bridge model, technology, visualization.

1. INTRODUCCIÓN

Hoy día, las tecnologías se encuentran en una constante y rápida evolución, alcanzando todos los campos de estudio e incluso situaciones de nuestra vida cotidiana. Su importancia aumenta notablemente, pues la mayoría sirven para optimizar recursos, tiempo y dinero, por lo que juegan un papel muy importante en la sociedad. En el campo de la ingeniería civil no podría ser

menos, y por eso surgen nuevas metodologías de trabajo, como Building Information Modeling (BIM).

BIM es una metodología de trabajo colaborativa en la que se crean y gestionan proyectos a través de un modelo 3D digital multidisciplinar. Este modelo conforma una gran base de datos con información, como la geometría del objeto, datos físicos, coste, tiempo de ejecución, datos sobre mantenimiento, etc. Con esta base de datos se puede gestionar cualquier elemento de la infraes-

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: fernando.calderon@alu.uclm.es (Fernando Calderón de Diego).

estructura durante todo el ciclo de vida de la misma. Además, BIM brinda a todos los profesionales involucrados en el proyecto las herramientas para planificar, diseñar, construir y administrar edificios e infraestructuras de manera más eficiente, lo que se traduce en una reducción tanto en tiempos como en costes.

Además, existen otras tecnologías que mejoran la visualización de elementos y su comprensión, e incluso permiten interactuar con ellos, como la Realidad Aumentada (RA). A pesar de ser relativamente moderna, está bastante implementada en sectores como el turismo o los videojuegos. También se está comenzando a utilizar en estudios de arquitectura y agencias inmobiliarias, ya que es una forma más simple y llamativa de mostrar un producto a un cliente. Sin embargo, en el campo de la ingeniería civil su uso es muy reducido, y se está probando que aumentar su implementación es muy beneficioso, ya que es una forma rápida y eficiente de obtener in situ la información necesaria, de forma visual y precisa, durante toda la vida de la estructura, sin tener que recurrir al proyecto. Algunos de estos ejemplos de interacción BIM-RA son: la creación de aplicaciones con instrucciones para mejorar el mantenimiento de tuberías en instalaciones complejas e informar de protocolos de cierre de tuberías, por Pei-Huang Diao et al.; el desarrollo de una aplicación para facilitar el soporte en las operaciones en obra, por Khaled El Ammari et al.; o la aplicación de RA para crear un sistema de control de proyectos basado en interacciones hombre-máquina para mejorar la toma de decisiones, el proceso de aprobación y la gestión de la información, por Peter E.D. Love et al.

Tanto BIM como RA están aún en fase de desarrollo y la combinación entre ambos ha sido brevemente estudiada, pero está captando la atención del sector de la ingeniería civil y se está generando un creciente interés en los últimos años. El objetivo principal de este artículo es estudiar la viabilidad del uso de la realidad aumentada en modelos de puentes elaborados con Revit, analizando la interoperabilidad entre este y distintos softwares de RA. Tras el proceso de análisis se indicarán los resultados obtenidos, se expondrán una serie de conclusiones y se propondrán posibles trabajos o investigaciones que serían aconsejables llevar a cabo posteriormente.

1.1. Literatura disponible

Antes de comenzar a trabajar en la interacción de realidad aumentada y puentes elaborados con BIM, se analizó la literatura disponible y el estado del arte tanto de BIM como de RA. De los análisis podemos extraer como conclusiones que: (1) BIM lleva poco tiempo implementado en la ingeniería civil, pero ya cuenta con un gran papel en ella; (2) con BIM se aceleran los procesos de diseño y construcción, principalmente gracias al trabajo multidisciplinario y la detección de colisiones, lo que se traduce en ahorros económicos y de tiempo; (3) gracias a BIM se puede tener toda la información de cualquier elemento durante todo el ciclo de vida del mismo, lo que facilita su construcción, explotación y reparación o demolición; (4) al trabajar con BIM se crea un modelo 3D que puede ser aprovechado por la RA; (5) el uso de RA facilita la visualización y comprensión de cualquier modelo, lo que la hace una buena herramienta en la ingeniería civil; (6) la utilización de RA podría facilitar, principalmente, los procesos de diseño, construcción, explotación y mantenimiento; (7) gracias a la accesibilidad de los dispositivos móviles, implementar RA no supone un gran aumento del coste.

1.2. Metodología empleada

Este artículo se ha dividido en 5 secciones, donde la primera es la introducción. Dichas secciones hacen referencia al orden seguido durante el desarrollo del proyecto: en la **sección 2** se presentan los programas estudiados, así como las conclusiones obtenidas tras el análisis y la elección del software que se utilizará para elaborar el modelo del puente; en la **sección 3** se utiliza el software elegido en el punto anterior para elaborar una aplicación de realidad aumentada para un puente real; en la **sección 4** se plantea las posibles líneas de investigación que se podrían seguir tras el presente proyecto; en la **sección 5** se exponen las conclusiones finales obtenidas.

Por favor, nótese que en el presente artículo se han descrito muy brevemente algunos de los procesos seguidos para la investigación, y se tiene como objetivo principal reflejar los resultados y conclusiones obtenidos. Para más información puede consultar un vídeo demostrativo del resultado haciendo clic en el siguiente enlace: https://www.youtube.com/watch?time_continue=3&v=jjcdm7WqHA4

2. ANÁLISIS DE DISTINTOS PROGRAMAS DE REALIDAD AUMENTADA

Actualmente, existe una gran cantidad de programas comerciales para trabajar con realidad aumentada. El primer paso fue estudiar cuál de estos programas eran los más utilizados o recomendados. En esta sección se expone el análisis de dichos programas, estudiando en primer lugar las características generales de cada uno y realizando finalmente una comparación de todos ellos siguiendo una estructura académica. Para ello, se ha diseñado un modelo 3D de una estructura sencilla que contiene todos los elementos disponibles en Revit, con el fin de estudiar su interoperabilidad y rendimiento en distintos softwares.

2.1. Modelo de prueba

El modelo diseñado para realizar el análisis de los distintos programas está formado por dos pórticos, uno de hormigón y uno metálico, un muro y la topografía. Todo el modelo cuenta con un elevado nivel de detalle, incorporando armaduras y uniones según fuera necesario. El resultado obtenido para el modelo puede apreciarse en la siguiente imagen.

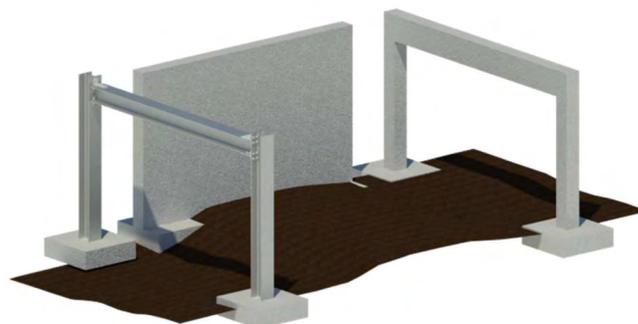


Figura 1. Vista 3D del modelo de prueba.

2.2. Programas analizados

Se han analizado 8 programas distintos, para los cuales se ha estudiado las plataformas en las que operan, las características y limitaciones que plantea cada uno, y el flujo de trabajo que se debe seguir para elaborar el modelo de realidad aumentada. Dichos programas son, ordenados alfabéticamente: (1) ARki; (2) AUGmentecture; (3) Aumentaty (4) UniteAR; (5) Unity; (6) Unreal Engine; (7) WakingApp; y (8) Zappar.

Tras el análisis, se han obtenido unas conclusiones, las cuales se han plasmado en tablas para facilitar la comprensión y comparación entre softwares. La [tabla 1](#) muestra la interoperabilidad por elementos, es decir, lo que cada software de realidad aumentada permite importar. Como el modelo de prueba que se empleó para analizar los softwares cuenta con todos los elementos disponibles en Revit, estos han sido analizados individualmente y representados en columnas. Además, se han habilitado columnas para comprobar si tanto los materiales (hormigón y acero) como la información BIM podría ser importada por cada software. Para poder evaluar esta interoperabilidad se han empleado tres marcadores gráficos: un tick verde, que indica que la interoperabilidad ha sido satisfactoria; un guion amarillo para aquellos elementos de los que no se ha podido obtener información de interoperabilidad; y una cruz roja, para aquellos elementos que no han sido importados con éxito. Los softwares han sido indicados de manera enumerada según un orden alfabético por cuestiones de espacio.

En la [tabla 1](#) se aprecia que no hay información para algunas armaduras. Esto se debe a que en los cuatro primeros softwares no es posible mostrar u ocultar elementos a voluntad del usuario, con lo que no existe forma de poder ver el interior y poder ver las armaduras. Además, ninguno de los programas muestra información sobre las soldaduras. Esto se debe a que estas no son visibles tampoco en Revit, y por lo tanto no pueden ser importadas a pesar de que el modelo nativo cuenta con dicha información. También se puede observar que Unity y Unreal son los únicos programas que permiten la importación de la información BIM.

La [tabla 2](#) muestra los formatos de archivo que cada programa permite importar y si se necesita de algún software o plug-in intermedio para ello. Unity y Unreal permiten más archivos que los expuestos en la tabla, como 3DS, DXF, MAX o BLEND, pero en ella se han indicado únicamente los principales. De nuevo, para esta tabla se ha utilizado la misma numeración de los programas y el mismo sistema de calificación que para la tabla anterior, a excepción de la columna de “software intermedio”, donde se ha utilizado la palabra “no” si no se necesita de un software o plug-in intermedio, y la palabra “sí” si se precisa de alguno de ellos.

En la [tabla 2](#) se aprecia cómo Unity y Unreal son los softwares que permiten importar mayor número de formatos de archivo distintos. También se aprecia cómo el formato de archivo FBX (Filmbox), creado por Kaydara y perteneciendo a Autodesk para mejorar la interoperabilidad entre softwares de

TABLA 1.
Interoperabilidad por elementos

Software	Terreno	Vigas	Columnas	Paredes	Cimentación	Armadura	Tornillos	Soldaduras	Placas	Hormigón	Acero	Información BIM
1	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	-	✓	✗	✗	✗
2	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	-	✓	✓	✓	✗
3	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	-	✓	✓	✓	✗
4	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	-	✓	✓	✓	✗
5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	✓	✓	✓
6	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	✓	✓	✓
7	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	✓	✓	✗
8	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	✓	✓	✗

TABLA 2.
Formatos de archivo

Software	RVT	IFC	FBX	OBJ	DAE	GLTF	DWG	Software intermedio
1	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	No
2	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	Sí
3	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✗	Sí
4	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	No
5	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	Sí
6	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	Sí
7	✗	✗	✓	✓	✗	✓	✗	Sí
8	✗	✗	✓	✓	✗	✓	✗	No

TABLA 3.
Opciones básicas del usuario

Software	Modificación de capas	Implementación de comandos	Mover	Rotar y escalar	Sombras	Interactuar con elementos	Información BIM
1	Pago	×	×	✓	✓	×	×
2	×	×	✓	✓	×	×	×
3	×	×	×	×	✓	×	×
4	×	×	×	×	✓	×	×
5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
6	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
7	✓	✓	✓	✓	✓	✓	×
8	✓	✓	✓	✓	✓	✓	×

creación de contenido digital, es el más aceptado por los softwares de realidad aumentada.

La tabla 3 indica las funcionalidades que permite cada software, lo que se traduce en la posibilidad de interacción del usuario. Las funcionalidades que se han analizado han sido: si se permite modificar capas para poder mostrar u ocultar elementos a voluntad; si se permite implementar comandos para interactuar con los elementos; si se permite mover y desplazar el modelo; si se permite rotar y escalar el elemento; si se permite la generación de sombras; si se permite interactuar con los elementos de algún otro modo; y si permite incorporar y utilizar la información BIM. Nuevamente, se ha empleado el mismo sistema de numeración de softwares y de calificación que para las tablas anteriores.

La tabla 4 muestra los tiempos obtenidos tras analizar cada programa al utilizar el modelo de prueba descrito anteriormente, donde: T1,1 es el tiempo empleado para el aprendizaje del software; T1,2 es el tiempo empleado para generar el proyecto; T2 es el tiempo que la aplicación necesita para generar el modelo; y T3 es el tiempo total, que también tiene en cuenta la búsqueda previa de información y la instalación de programas y aplicaciones.

TABLA 4.
Tiempos de modelado y ejecución

Software	T _{1,1} [hours]	T _{1,2} [hours]	T ₂ [seconds]	T ₃ [hours]
1	0.50	0.05	7	2
2	0.75	0.25	2	2.5
3	0.75	0.09	2	2.5
4	0.75	0.09	10	2.5
5	150	150	2	320
6	150	200	2	370
7	6	2	7	9
8	5	2	3	8

En la tabla anterior se aprecia cómo tanto para Unity como para Unreal se necesita de mucho tiempo de aprendizaje y de trabajo para generar el modelo deseado de realidad aumentada. Esto se debe a que ambos son programas diseñados para el de-

sarrollo de videojuegos, lo que hace de ellos herramientas muy potentes pero muy complejas de utilizar.

La tabla 5 expresa unas conclusiones finales globales en las que se tiene en cuenta todo lo analizado anteriormente. En esta tabla se evalúan la complejidad, calidad del modelo e interacción en una escala del 0 al 5, donde 0 implica nulidad y 5 la máxima satisfacción. La columna de complejidad tiene en cuenta todo el proceso de desarrollo de la aplicación de realidad aumentada, desde la búsqueda de información hasta la instalación de la aplicación de RA. La columna de calidad del modelo tiene en cuenta el nivel de detalle del resultado obtenido y el tiempo necesario para ejecutarlo. La columna de interacción evalúa el grado de interacción que tiene el usuario con el modelo. Finalmente, se ha elaborado una columna evaluando las tres anteriores, para dar una nota final a cada software. Esta última columna se ha realizado ponderando de forma global los criterios evaluados.

TABLA 5.
Valoración final

Software	Complejidad	Calidad del modelo	Interacción	Evaluación final
ARki	1	4	1	2
AUGmentecture	2	4	2	2.5
Aumentaty	1	4	0	2
UniteAR	1	3	0	1.5
Unity	5	5	5	5
Unreal Engine	5	5	5	5
WakingApp	3	5	4	4
Zappar	3	5	4	4

En función de lo anterior, se ha obtenido que Unity y Unreal son los programas que mejor se adecuan a lo perseguido en la investigación. Esto se debe, a que son los únicos que permiten la importación de información BIM, pero también a que son los que garantizan una mayor interacción del usuario, lo que se traduce en un mayor número de opciones y empleabilidad. De entre estos, se ha optado por Unity para construir la aplicación de realidad aumentada del puente por haber sido su utilización ligeramente más sencilla, además contar con mayor información y foros de usuarios.

3. REALIDAD AUMENTADA APLICADA AL PROYECTO DE UN PUENTE REAL

3.1. Descripción de la estructura

El puente empleado en esta investigación es un puente real localizado en Belleville, en el condado de St. Clair, Illinois, EEUU. Los planos e información sobre este puente han sido facilitados por Saint Louis University.

Este puente está compuesto en realidad por cuatro estructuras, pero solo una de ellas ha sido empleada para la aplicación de RA por el gran tamaño de archivo que suponía modelar las cuatro. La estructura empleada es la nombrada como SN117 por el Departamento de Transportes del Estado de Illinois, y puede apreciarse en la [Figura 2](#). Esta estructura se conforma de estribos, una pila, 5 filas de vigas de acero unidas con cruces de San Andrés y un tablero compuesto de una losa y barreras. El puente tiene una longitud de 107m y cuenta con una pendiente ascendente constante (zona izquierda de la imagen) del 3.23% a lo largo de 62m y una pendiente descendente constante (zona derecha de la imagen) del -4.07% a lo largo de 45m.



Figura 2. Vista 3D del puente SN117

3.2. Aplicación de realidad aumentada

Tras realizar el modelo del puente con Revit, se ha importado en Unity utilizando el plug-in PXYZ para garantizar la importación de la información BIM. Posteriormente se ha trabajado con dicho programa para generar el modelo de RA. Finalmente se ha desarrollado la aplicación móvil que contiene el modelo y se ha ejecutado en un dispositivo móvil. Los pasos generales seguidos en este proceso son:

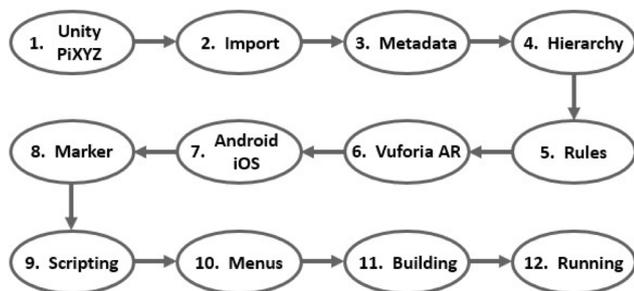


Figura 3. Proceso de elaboración de la app de RA

El proceso de elaboración de la aplicación de realidad aumentada se ha dividido en 12 pasos: el primer paso (1. Unity/PiXYZ) consiste en la búsqueda de información, descarga de Unity y el plug-in PiXYZ, instalación de ambos y ajuste

de la configuración necesaria para adecuar el escenario de trabajo al deseado por el proyecto; en segundo lugar (2. Import) se procede a la importación del modelo 3D del puente, elaborado con Revit y exportado a IFC; en el tercer paso (3. Metadata) se comprueba que la información BIM ha sido correctamente importada para todos los elementos; en cuarto lugar (4. Hierarchy) se reordena la jerarquía del modelo para poder trabajar más fácilmente y para poder ejecutar posteriormente comandos que afectarán a esta jerarquía, por ejemplo, para mostrar u ocultar elementos; el quinto paso (5. Rules) consiste en la creación de reglas para mejorar la visualización, como centrar el modelo en el origen de coordenadas o definir todos los elementos como rígidos para evitar ser atravesados por la cámara cuando el usuario interactúe con ellos; en sexto lugar (6. Vuforia AR) se activa la herramienta de Vuforia, que será la encargada de realizar el modelo de realidad aumentada, y se establecen los ajustes necesarios en la configuración para poder construir y ejecutar la aplicación sin errores; el séptimo paso (7. Android/iOS) es elegir en qué sistema operativo se trabajará con la app de RA, y configurar los ajustes para trabajar en este entorno; en octavo lugar (8. Marker) se crea un marcador, que será leído por la app para situar el modelo del puente encima, se solicita su licencia de uso a Vuforia, se incorpora al programa y se realizan las operaciones necesarias para su correcto funcionamiento; en el noveno paso (9. Scripting) se escriben los códigos para los comandos que se van a desear para la interacción del usuario con el modelo, por ejemplo, para mover, rotar, escalar el puente u obtener la información BIM de los elementos; en décimo lugar (10. Menus) se crean distintos menús, uno para gestionar la visibilidad de las capas y otro para seleccionar qué acción de interacción se quiere realizar, que facilitarán al usuario el manejo de la aplicación; el undécimo paso (11. Building) consiste en la creación de la app de RA y la instalación en el dispositivo donde se usará; el duodécimo, y último, paso (12. Running) es la ejecución de la aplicación y su utilización.

Para este proyecto, la aplicación ha sido diseñada para versiones de Android 7.0 o posterior, y ha sido probada en un dispositivo Xiaomi Mi A1. A continuación, se muestran una serie de capturas de pantalla de la aplicación:



Figura 4. Vista inicial de la aplicación

La imagen anterior representa lo mostrado por la aplicación tras su ejecución y tras leer el marcador. Es el punto de partida y como se ha establecido en Unity.

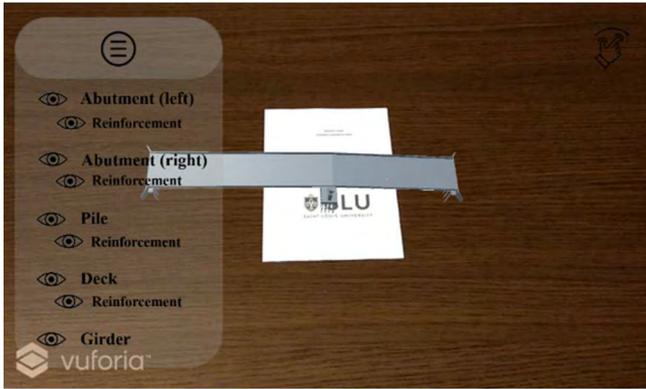


Figura 5. Menú de visibilidad

La ilustración anterior muestra el menú de visualización desplegable, donde se pueden activar o desactivar capas para visualizar u ocultar, respectivamente, distintos elementos.

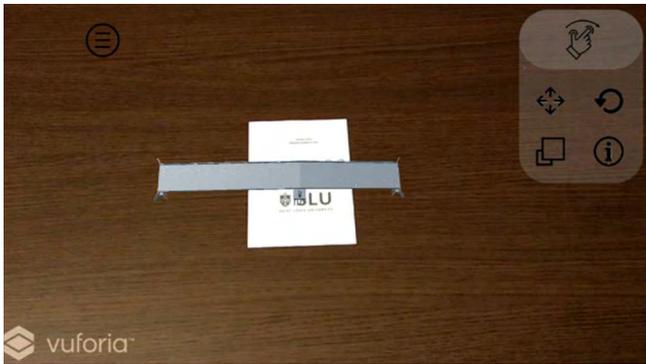


Figura 6. Menú de gestos

La imagen anterior muestra el menú de gestos disponibles para el usuario: mover, rotar, escalar el puente u obtener la información BIM asociada al elemento seleccionado. Estos comandos de interacción han sido incluidos en un menú para facilitar el manejo de la aplicación y evitar realizar acciones indeseadas.



Figura 7. Puente rotado y ampliado

En la ilustración anterior se muestra una vista del puente tras interactuar con él, específicamente tras ser rotado y escalado.

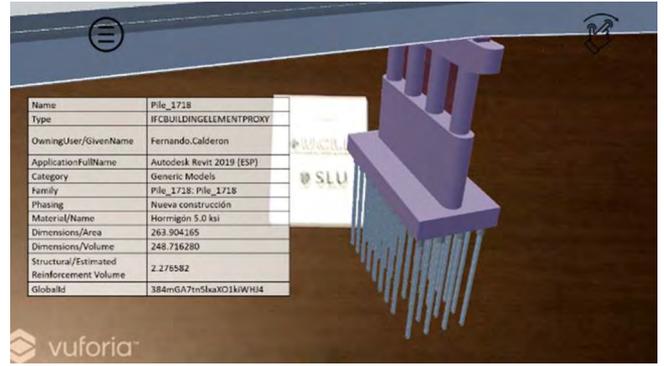


Figura 8. Información BIM de la pila

La imagen anterior muestra la información BIM asociada a la pila del puente, la cual ha sido resaltada en violeta tras ser seleccionada, para facilitar al usuario reconocer qué elemento ha seleccionado y así evitar posibles errores.

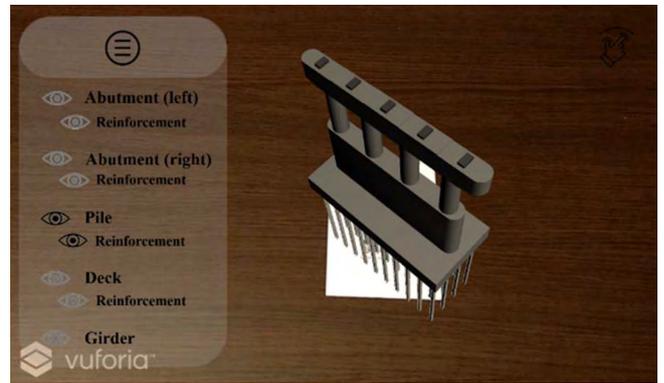


Figura 9. Pila aislada

La ilustración anterior muestra la pila del puente únicamente tras haber desactivado la visualización del resto de elementos.

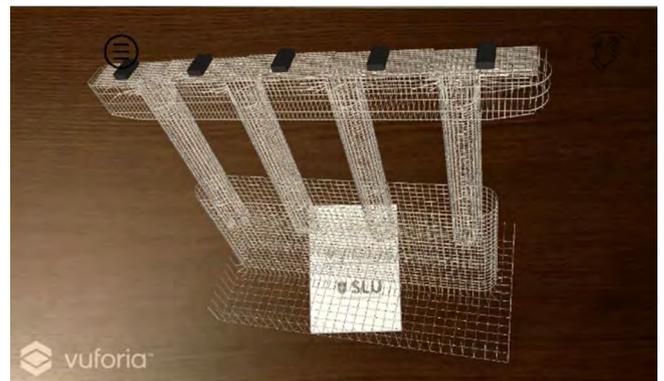


Figura 10. Armadura de la pila aislada

La imagen anterior muestra de manera aislada la armadura de la pila.



Figura 11. Información BIM de una barra

La ilustración anterior muestra la información BIM asociada a una de las barras que componen la armadura de la pila, en violeta.

4. FUTURAS INVESTIGACIONES

Para el análisis de los distintos softwares de realidad aumentada se empleó un modelo de pequeña escala elaborado con un único software: Revit. Sin embargo, en ingeniería civil se desarrollan proyectos de escalas muy distintas, y casi siempre se emplea más de un software en su elaboración, por lo que algunas de las futuras investigaciones que se podrían hacer son: 1) repetir el análisis de programas de RA con modelos de mediana y gran escala para estudiar las diferencias; 2) analizar qué softwares BIM permiten exportaciones a FBX, ya que es el archivo más utilizado por aplicaciones de RA, y estudiar el flujo de trabajo de los softwares que no permiten su exportación; 3) analizar el flujo de trabajo cuando se modela con más de un software BIM.

Dado que los programas que permiten importar información BIM y gran interacción del usuario son pensados para el desarrollo de videojuegos, utilizarlos para la ingeniería civil hace que sean complicados de manejar, con lo que otra posible línea de investigación futura podría ser la creación de un programa que permitiese importar archivos en IFC, ya que todos los softwares BIM permiten trabajar con este formato, y que contase con opciones de interacción preprogramadas para mover, rotar, escalar, ocultar/mostrar elementos y obtener información del modelo. Esto facilitaría mucho la implementación de RA en la ingeniería civil.

5. CONCLUSIONES

La primera conclusión que se extrae tras esta investigación es que tanto la metodología BIM como la tecnología de RA son dos herramientas que presentan un gran potencial pero que se encuentran aún en desarrollo, y se debe invertir más tiempo y recursos en estudiar su interacción e implementación en la ingeniería civil.

Otra de las conclusiones principales es que generar modelos de RA con información BIM es bastante complejo, y hay que recurrir a programas de desarrollo de videojuegos para ello. Implementar esto en una empresa requeriría una gran inversión económica y de tiempo, ya que no son softwares intuitivos y requiere de una formación especializada para trabajar con ellos, pero a la larga serían beneficiosos para ella.

Tanto Unity como Unreal, ambos softwares para desarrollo de videojuegos, son herramientas muy potentes que permiten infinidad de posibilidades de interacción y formas de aplicarlas. Como se ha comprobado, la tecnología actual permite vincular modelos elaborados con BIM con herramientas de realidad aumentada. Sin embargo, aún queda mucho que investigar sobre su implementación en la ingeniería civil, por lo que el proyecto desarrollado, y por tanto el presente artículo, tienen entre sus objetivos el inspirar a otros investigadores a estudiar sobre esta interacción de BIM y realidad aumentada.

Tras utilizar la aplicación de realidad aumentada elaborada para el puente, se ha llegado a la conclusión de que su mayor potencial podría darse durante la fase de explotación y mantenimiento de los puentes. A pesar de esto, emplear RA podría ser también beneficioso para las fases de diseño y construcción del puente, ya que mejora la visualización y comprensión de la estructura, y facilita la obtención de información de los elementos.

Además de todo lo anterior, el empleo de la realidad aumentada en ingeniería civil es una manera más atractiva y dinámica de vender y defender un proyecto, lo cual se viene haciendo desde hace tiempo en otros sectores como la arquitectura.

Agradecimientos

Los autores agradecen a todas las personas que han ayudado a desarrollar esta investigación, en particular a la Universidad de Castilla-La Mancha y a Saint Louis University.

Referencias

- [1] Calderón de Diego, F. (2019). *Augmented reality technology in BIM projects: application to bridges* (Trabajo de Fin de Máster por la Universidad de Castilla-La Mancha). Recuperado de app-uclmsky-webs-ingcaminos.azurewebsites.net
- [2] Diao, P.H. & Shis, N.J. (2019). "BIM-Based AR Maintenance System (BARMS) as an Intelligent Instruction Platform for Complex Plumbing Facilities". *International Journal of Applied Sciences*, 9 (8), 1592. DOI: 10.3390/app9081592
- [3] El Ammari, K. & Hammad, A. (2019). "Remote interactive collaboration in facilities management using BIM-based mixed reality". *Automation in Construction*, 107 (in progress). DOI: 10.1016/j.autcon.2019.102940
- [4] Love, E.D., Zhou, J. & Matthews, J. (2019). "Project controls for electrical, instrumentation and control systems: Enabling role of digital system information modelling". *Automation in Construction*, 103, pp 202-212. DOI: 10.1016/j.autcon.2019.03.010
- [5] Shin, D. & Dunston, P. (2008). "Identification of application areas for Augmented Reality in industrial construction based on technology suitability". *Automation in Construction*, 17 (7), pp 882-894. DOI: 10.1016/j.autcon.2008.02.012

- [6] Nassereddine, H., Veeramani, D. & Hanna, A. (2019). "Augmented reality-enabled production strategy process". *36th International Symposium on Automation and Robotics in Construction*, Banff, Alberta, Canada, pp 297-305. DOI: 10.22260/ISARC2019/0040
- [7] Wang, X. & Dunston, P.S. (2006). "Potential of augmented reality as an assistant viewer for computer-aided drawing". *Journal of Computing in Civil Engineering*, 20 (6), pp 437-441. DOI: 10.1061/(ASCE)0887-3801(2006)20:6(437)
- [8] Schweigkofler, S., Monizza, G.P., Domi, E., Popescu, A., Ratajzak, J., Marcher, C., Riedl, M. & Matt, D. (2018). "Development of a Digital Platform Based on the Integration of Augmented Reality and BIM for the Management of Information in Construction Processes". *IFIP International Federation for Information Processing*, 540, pp 46-55. DOI: 10.1007/978-3-030-01614-2_5
- [9] Baek, F., Ha, I. & Kim, H. (2019). "Augmented reality system for facility management using image-based indoor localization". *Automation in Construction*, 99, pp 18-16. DOI: 10.1016/j.autcon.2018.11.034
- [10] Nandavar, A., Petzold, F., Schubert, G. & Youssef, E. (2019). "Opening BIM in a new dimension". *24th International Conference on Computer-Aided Architectural Design Research in Asia, CAADR1A*, 1, pp 595-604. Retrieved from scopus.com

Durabilidad del hormigón por ataque ácido en estaciones depuradoras de aguas residuales. Casos prácticos de diagnóstico

Durability of the Concrete Due to Acid Attack in Waste-Water Treatment Plants. Practical Cases of Diagnosis

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^a, Pedro López Sánchez^{*,b}

^a Dr. Ing. de Caminos Canales y Puertos. Jefe del Departamento de Patología de INTEMAC

^b Dr. en Ciencias Químicas. Director del Laboratorio Central de INTEMAC

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

En este artículo se presentan las consideraciones técnicas obtenidas en estudios experimentales para el diagnóstico de los daños detectados en los paramentos de hormigón de diversas estaciones depuradoras de aguas residuales. Los resultados evidencian que generalmente el severo deterioro superficial observado en los paramentos emergidos es debido a la degradación producida por un ataque ácido generado por los procesos de digestión bacteriana del tratamiento biológico de las aguas residuales. También se evalúan los ensayos idóneos para el diagnóstico y la validez de las especificaciones aplicables para el diseño de la durabilidad frente al ataque ácido.

©2022 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)

PALABRAS CLAVE: Estación depuradora, ataque ácido, reparación, ensayos, durabilidad, hormigón.

ABSTRACT

This paper presents the conclusions of experimental studies carried out for the diagnosis of the damages detected in concrete elements of various wastewater treatment plants. The results show that generally the severe surface deterioration observed in the concrete upper of the water level is due to the degradation produced by an acid attack generated by the bacterial digestion processes of the biological treatment of wastewater. The suitable tests for diagnosis and the validity of regulatory requirements for the design of durability against acid attack, are also evaluated.

©2022 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

KEYWORDS: Wastewater plant, acid attack, repair, tests, durability, concrete.

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han desarrollado numerosos estudios experimentales en el Laboratorio Central de INTEMAC para el diagnóstico de los daños detectados en los paramentos de hormigón de los distintos elementos por los que circulan y en donde se procesan las aguas residuales en las estaciones depuradoras: pozos y galerías de circulación y retorno, decantadores,

canales de reparto, reactores biológicos, depósitos de fangos, etc. Estos elementos están sometidos a una degradación física (debido a la abrasión ocasionada por los sólidos en suspensión contenidos en el fluido circulante) y química (por los agentes químicos disueltos en el agua que resultan potencialmente agresivos al hormigón).

La agresividad de las aguas y lodos evaluada en las plantas de tratamiento de aguas residuales suele corresponder, según la

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: plopez@intemac.es (Pedro López Sánchez).

Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, a la de las clases específicas de exposición Qb (ataque medio) debido a los contenidos de sulfatos y Qc (ataque fuerte) por los de ion amonio y CO₂ agresivo. En la [Tabla 1](#) se indican los parámetros correspondientes a estos tipos de agresividad química de acuerdo con el Art. 8.2.3.[1] de la EHE-08, que define los requisitos aplicables para la clasificación de la agresividad química de las aguas que vayan a estar en contacto con el hormigón.

TABLA 1.
Agresividad química en aguas residuales.

Parámetro	Grado de agresividad (clase específica de exposición)		
	Débil (Qa)	Medio (Qb)	Fuerte (Qc)
NH ₄ ⁺ (mg/l)	15 - 30	30 - 60	> 60
CO ₂ agresivo (mg/l)	15 - 40	40 - 100	> 100
SO ₄ ⁻ (mg/l)	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000

En muchos casos el nivel de deterioro de los hormigones inspeccionados y analizados es muy superior al que sería ocasionado por estos agentes agresivos considerando el tiempo de vida en servicio de las estructuras.

En la mayor parte de las inspecciones ha resultado evidente que el severo deterioro superficial observado en los paramentos emergidos de algunos de los elementos del hormigón originalmente ejecutados, así como de los morteros de reparación eventualmente aplicados, es compatible con la degradación producida por un ataque ácido de estos materiales fabricados con cemento portland. El agente agresivo causante del deterioro es el ácido generado por procesos metabólicos bacterianos producidos durante el tratamiento biológico de las aguas residuales. En la [figura 1](#) se presenta el aspecto de una bóveda del digestor de una estación depuradora de aguas residuales (EDAR) con este tipo de deterioro.



Figura 1. Ataque ácido en bóveda de digestor.

2. TIPOS DE DETERIORO

Debido a la diferente intensidad, localización y extensión de la degradación del hormigón en función del tipo de ataque, se han particularizado los tipos de deterioro originados por la agresividad de los fluidos circulantes en las plantas de tratamiento de aguas y los originados por el ácido de origen biogénico.

2.1. Degradación por la composición de las aguas agresivas

Un ataque por ion amonio o CO₂ agresivo disuelto en los fluidos circulantes de las plantas de tratamiento de aguas residuales suele ocasionar un deterioro superficial del hormigón en los paramentos directamente expuestos al agua residual en las zonas permanentemente sumergidas. Esta degradación se limita a espesores reducidos (del orden de 1 o varios milímetros) más allá de los cuales el hormigón aparenta mantener sus propiedades intactas.

Las aguas que habitualmente contengan estos agentes agresivos por encima de determinados umbrales de concentración (Qb o Qc) y se mantengan prolongadamente en contacto directo con el hormigón, son capaces de disolver la portlandita (Ca(OH)₂) [2,3] de la pasta de cemento hidratada, formando sales con un grado de solubilidad suficiente como para ser eliminadas por lixiviación en presencia de agua.

Este deterioro se produce por reacciones de sustitución y posterior solubilización de los compuestos neoformados, generadas por el ataque del ion amonio y el carácter ácido del CO₂ agresivo a las fases cálcicas del cemento hidratado. La abrasión ocasionada por la circulación de los sólidos en suspensión contenidos en el fluido circulante y los procesos de aireación forzada de algunas etapas de tratamiento de la planta potencian este deterioro superficial.

Por estos motivos la degradación se circunscribe a las zonas permanentemente sumergidas, o a aquellas en las que sistemática o eventualmente se produce rebosamiento del agua ([figura 2](#)).



Figura 2. Degradación superficial por agua agresiva.

La pérdida de basicidad por las reacciones de disolución afecta únicamente a la capa superficial. El material remanente se encuentra compacto, sin deterioro en profundidad.

Para este tipo de agresividad en la Instrucción EHE-08 se prescriben los requisitos de dosificación e impermeabilidad aplicables a las clases de exposición Qb o Qc, según corresponda, y se recomienda el empleo de cementos con adiciones, preferiblemente puzolánicas, de forma que cuanto mayor sea su contenido mejor será la durabilidad del hormigón frente a este tipo de agentes agresivos.

Las concentraciones elevadas de sulfatos (niveles de agresividad Qb o Qc) frecuentemente presentes en las aguas residuales pueden reaccionar con los aluminatos cálcicos del cemento cuando el hormigón ya está completamente endurecido, formando compuestos expansivos [4,5] que pueden inducir la formación de fisuras y la degradación de la pasta hidratada de cemento.

Los compuestos expansivos formados como consecuencia de un ataque externo por sulfatos al hormigón son principalmente la ettringita y el yeso secundario.

La ettringita es una sal doble de trisulfo-aluminato-cálcico hidratado ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 31\text{-}32\text{H}_2\text{O}$), que se forma principalmente en presencia de agua por la reacción entre los aluminatos cálcicos, procedentes del cemento y los sulfatos; si bien también se puede formar a partir de la reacción del monosulfoaluminato-cálcico hidratado por combinación con iones sulfato [6].

El yeso secundario se forma como consecuencia de la reacción de iones sulfato con iones calcio en presencia de agua, para formar yeso que cristaliza en el material endurecido, con un aumento de volumen asociado, aunque muy inferior al que ocasiona la formación de ettringita.

Para este tipo de agresividad la Instrucción EHE-08 prescribe el empleo de cementos con la característica adicional SR o SRC, y el cumplimiento de los requisitos de dosificación e impermeabilidad aplicables a las clases de exposición Qb o Qc, según corresponda.

En estos casos de ataque externo por sulfatos el deterioro se produce en las áreas directamente en contacto con el fluido y especialmente en la superficie del paramento inmediatamente superior al nivel del agua donde, debido al efecto de los ciclos de humedad y secado en esa zona, la concentración efectiva de sulfatos es más elevada.

Generalmente este tipo de degradación no suele producirse en los elementos de hormigón de las estaciones de tratamiento de aguas residuales porque en este tipo de estructuras está muy extendido el empleo de cementos sulfo-resistentes. Sin embargo, la presencia de altas concentraciones de sulfatos en las aguas residuales es el principal condicionante para que pueda producirse la formación de ácido sulfhídrico o de ácido sulfúrico durante el proceso biológico, con un efecto que puede resultar mucho más nocivo para el hormigón.

2.2. Degradación por ácido sulfúrico de origen biogénico

En este caso el deterioro no se encuentra situado en la zona de hormigón que queda sumergida permanentemente, sino en los paramentos de hormigón por encima del nivel habitual de agua, especialmente en zonas confinadas o con reducida ventilación.

Respecto al espesor de hormigón afectado, la degradación por la acción del ácido sulfúrico ocasiona una acusada pérdida de material en la capa más superficial del hormigón, llegando en muchos casos a degradar por completo el espesor de recubrimiento íntegro y producir una acusada corrosión de las armaduras, con importantes pérdidas de sección del acero (figura 3).



Figura 3. Degradación severa por ataque ácido con intensa corrosión de armaduras.

Los daños de esta magnitud son ocasionados por ácido sulfúrico de origen biogénico [7,8], derivado del proceso de reoxidación del ácido sulfhídrico por vía bacteriana.

El proceso consta de varias fases [9,10]. En la primera, los sulfatos presentes en el medio acuoso o en los lodos sedimentados son reducidos por la acción de los organismos anaerobios, produciendo sulfuro de hidrógeno (SH_2) gaseoso. Seguidamente, este SH_2 se libera del fluido al medio aéreo existente por encima del nivel de agua, donde alcanza una mayor o menor concentración parcial en función del nivel de renovación de aire que se produzca en cada recinto. Parte de estos gases sulfurosos son fijados en las superficies de los paramentos situados por encima del nivel del agua que se encuentran húmedas, por difusión o por condensación. Seguidamente en estas superficies húmedas no sumergidas, la acción metabólica de bacterias aerobias *Thiobacillus* [11,12] sobre los sulfuros da origen a la formación de ácido sulfúrico (H_2SO_4) como producto de su metabolismo.

El fuerte deterioro que produce este agente se debe a la reacción del ácido en contacto con la superficie básica del hormigón, que ocasiona procesos de disolución de todas las fases cálcicas de la pasta de cemento hidratado (figura 4).



Figura 4. Degradación por ataque ácido tras reparación y protección superficial.

3. INSPECCIONES Y ENSAYOS PARA EL DIAGNÓSTICO

Previamente a la elaboración del plan de ensayos, ha de efectuarse una inspección detallada de las estructuras accesibles

por un equipo especializado en este tipo de deterioro con objeto de identificar las anomalías existentes en la estructura original y zonas reparadas, en su caso. Esta actuación permitirá definir las localizaciones de toma de muestras y los ensayos aplicables para el diagnóstico.

3.1. Criterios de inspección

Los resultados de la inspección no solo han de determinar la extensión e intensidad de las superficies con síntomas de deterioro, sino también las localizaciones de muestreo y apertura de calas, que permitan verificar la adecuación de las escuadrías, esquemas de armado, y especialmente determinar el espesor del hormigón del recubrimiento, la pérdida de sección resistente de las armaduras, y la profundidad en la que se ha producido la pérdida de la reserva alcalina del hormigón, ya sea por la carbonatación de la pasta de cemento o por ataque ácido.

En la inspección de los elementos es prioritario evaluar el tipo de deterioro que se ha manifestado en el hormigón en cada una de las diferentes etapas del proceso: pretratamiento (donde se recibe el agua residual bruta para el proceso de desbaste y eliminación de gruesos), tanques de desarenado-desengrasado, balsas y almenas de decantación primaria, reactor biológico (donde se lleva a cabo el tratamiento primario para reducir la carga orgánica del agua residual), canales de reparto, decantadores secundarios y espesadores (donde tiene lugar la formación y sedimentación de los flóculos de materia orgánica biodegradada, concentrándose en los fangos residuales), depósito de fangos y pozos y galerías de trasvase y recirculación o retorno.

Para un correcto diagnóstico preliminar es necesario determinar si las localizaciones en las que se manifiesta el deterioro corresponden a zonas que permanentemente quedan sumergidas, o si se trata de paramentos de hormigón por encima del nivel habitual de agua, o inmediatamente adyacentes a este, y si son zonas confinadas o con reducida ventilación.

También hay que determinar el espesor afectado. Una posibilidad es que la capa degradada quede limitada a espesores muy reducidos (del orden de 1 o varios milímetros), dejando el aspecto exterior correspondiente a una pérdida de lechada muy superficial, con parte de árido visto, de modo que a mayor profundidad el hormigón mantiene sus propiedades aparentemente intactas. Otro caso es que el espesor del hormigón afectado sea superior al cm, evidenciando una pérdida de material acusada en la capa más superficial, llegando incluso a la degradación íntegra del espesor de recubrimiento, y observándose armaduras con importantes daños por corrosión.

Aunque ambas situaciones son las más habituales y pueden coexistir en distintas localizaciones de la planta, también pueden observarse otras situaciones intermedias, sobre todo en las fases iniciales del ataque ácido.

3.2. Ensayos para diagnóstico

Generalmente el diagnóstico de las causas del deterioro es complejo porque los productos de reacción de los diferentes mecanismos de ataque que se producen en estas instalaciones son solubles, por lo que el análisis del hormigón residual no suele ser concluyente [9,13-15]. El plan de actuación para el análisis de las condiciones de durabilidad del hormigón y para la definición de los ensayos de diagnóstico debe ser lo bastante amplio como

para disponer de muestras correspondientes para cubrir todas las situaciones detectadas (diferente tipo y extensión de degradación superficial del sustrato en contacto o no con el medio agresivo).

3.2.1. Agresividad de las aguas

Para determinar el grado de agresividad química del agua residual habrán de tomarse muestras a distintas horas en diferentes registros de la planta, para que las aguas analizadas sean representativas de la agresividad del medio antes y después de haber sido aplicados los diferentes procesos físicos, químicos y biológicos durante las sucesivas etapas de tratamiento de las aguas residuales.

Los ensayos a realizar para evaluar el grado de agresividad potencial del agua al hormigón son los siguientes:

- Determinación del pH, según UNE 83952:2008
- Determinación del contenido de ión amonio, según UNE 83954:2008
- Determinación del contenido de CO₂ agresivo, según UNE-EN 13577:2008
- Determinación del contenido de ión magnesio, según UNE 83955:2008
- Determinación del contenido en ión sulfato, según UNE 83956:2008
- Determinación del contenido de cloruros, según UNE 7178:1960

Habitualmente resulta suficiente la determinación del contenido de ión amonio, CO₂ agresivo y sulfatos, al ser los parámetros que en mayor grado condicionan el nivel de agresividad química de las aguas residuales [3].

Con estos parámetros ha de evaluarse cuál es la clase específica de exposición por agresividad química (Q) a la que están sometidos los elementos en contacto con las aguas de la planta de tratamiento y la existencia de sulfatos en suficiente concentración como para poder ocasionar la formación de ácido sulfúrico biogénico, si las condiciones del proceso metabólico son las idóneas.

3.2.2. Caracterización del hormigón

Seguidamente ha de comprobarse si las prestaciones y la composición de los hormigones empleados para la ejecución de los elementos con síntomas de deterioro satisfacen los requisitos establecidos en la Instrucción EHE-08 (tabla 2) para las clases específicas de exposición correspondientes a la agresividad de las aguas analizadas y también respecto a los requisitos especificados en proyecto.

TABLA 2. Requisitos para hormigón armado en ambientes de agresividad química.

Parámetro	Requisitos EHE-08 para clases específicas de exposición (Q)		
	Débil (Qa)	Medio (Qb)	Fuerte (Qc)
Contenido de cemento (kg/m ³)	≥ 325	≥ 350	≥ 350
Relación agua/cemento	< 0.50	< 0.50	< 0.45
Profundidad de penetración de agua			
- media (mm)	30	30	20
- máxima (mm)	50	50	30

Los ensayos a realizar para evaluar las prestaciones y la dosificación del hormigón sobre testigos extraídos de los elementos afectados son los siguientes:

- Determinación de porosidad accesible al agua, densidad y absorción de agua (compacidad del hormigón) tanto de la porción correspondiente a la masa interior del hormigón, no expuesta al medio agresivo, como de la porción más exterior, siguiendo el procedimiento operatorio descrito en la norma UNE 83980:2014
- Determinación del contenido de cemento con cálculo de la composición ponderal y volumétrica del hormigón, según el método operatorio descrito en el procedimiento interno de INTEMAC M.2.04.01. Este método está basado en obtener una fracción representativa del hormigón enriquecida en conglomerante (en proporción conocida respecto a la muestra total) que es tratada con una disolución de ácido salicílico en metanol. El residuo está formado por el árido fino, los fundentes del clínker, el yeso empleado como regulador, y las adiciones del cemento, caso de que las hubiera. Como la fracción soluble solo corresponde a los silicatos cálcicos del cemento, a partir de este valor se puede calcular el contenido de cemento portland del hormigón analizado [13,16].
- Determinación de la profundidad de penetración de agua a presión tanto de la porción del testigo correspondiente a la masa interior del hormigón, no expuesta al medio agresivo, como de la porción más exterior, siguiendo el procedimiento operatorio descrito en la norma UNE-EN 12390-8:2009

3.2.3. Evaluación del deterioro

Para determinar los procesos de degradación química que han ocasionado el deterioro del hormigón o de las armaduras, por la acción de los iones cloruro o sulfato aportados por los efluentes, o por la acidez del medio derivada de la acción de sulfobacterias, o por el deslavado de la portlandita generado por el ion amonio o el CO₂ agresivo, sería de aplicación la realización de los ensayos descritos seguidamente:

- Determinación del contenido de cloruros y sulfatos (perfil de concentración a distintas profundidades), según UNE 112010:2011 y UNE-EN 196-2:2014
- Determinación de la profundidad de carbonatación del hormigón, según UNE 112011:2011
- Evaluación del pH en el espesor afectado por una pérdida significativa de la reserva alcalina del hormigón. Para ello se preparan extractos acuosos en proporción 1:4 (material granular molido:agua), tras molturación y secado a 40°C del material superficial, suspensión en agua a 20°C, agitación de la suspensión durante 2 horas y posterior filtrado. Sobre el líquido obtenido inmediatamente después de la filtración se determina el pH, según UNE 83952:2008
- Estudio macroscópico, mediante estereomicroscopía (hasta 70 aumentos) de las superficies exteriores con síntomas de degradación.
- Estudio mediante microscopía electrónica de barrido con energías dispersivas de rayos X (SEM-EDX).

3.2.4. Limitaciones de los ensayos de diagnóstico

Generalmente si los resultados del perfil de sulfatos ponen de manifiesto contenidos muy elevados (> 5% referido a peso de cemento) en la porción más exterior del hormigón, y el con-

tenido es decreciente a medida que las determinaciones son efectuadas a mayor profundidad, hasta alcanzar los niveles habituales del contenido de sulfatos aportado por el cemento (2.0 % – 4.0 %), se puede concluir que se ha producido un ataque externo por sulfatos.

Si, adicionalmente a estas evidencias, el pH en el espesor de recubrimiento con pérdida de la reserva alcalina es inferior a 6 se ha de considerar que la degradación ha sido generada por un ataque ácido (sulfhídrico o sulfúrico de origen biogénico) que además de generar el gradiente observado en la concentración de sulfatos habrá producido la descomposición de los silicatos y aluminatos cálcicos hidratados y de la portlandita de las zonas más superficiales del hormigón en contacto con el agresivo, pudiendo caracterizarse el espesor afectado mediante el estudio macroscópico. Este espesor también queda caracterizado mediante los ensayos de penetración de agua a presión y porosidad accesible al agua, que al haber sido llevados a cabo en la capa exterior degradada y en capas más interiores, aportan información de la profundidad de la superficie alterada, y de las prestaciones de esta capa respecto a las de ese mismo hormigón a una profundidad en la que ya no exista deterioro.

Si el pH del espesor de recubrimiento con pérdida de la reserva alcalina es superior a 7, se puede descartar el ataque ácido. Los resultados de microscopía electrónica serán determinantes para corroborar la existencia de un ataque externo por sulfatos.

En los casos en los que se obtiene un perfil de sulfatos con contenido elevado en la capa exterior y gradiente de concentración decreciente en las capas sucesivas a mayor profundidad, al analizar la capa exterior por microscopía electrónica de barrido con energías dispersivas de rayos X (SEM-EDX) se suele detectar una mayor concentración de azufre y calcio, que se asocia con cristalizaciones de sulfato cálcico, que se observan tanto en la pasta cementante superficial como en fisuras y en interfases árido-pasta. La formación de estas cristalizaciones de yeso, aunque lleva asociado un cierto comportamiento expansivo, no es lo suficientemente relevante como para causar un nivel de deterioro significativo. Si habría existido si estos cristales de yeso hubieran reaccionado con los aluminatos cálcicos del cemento para ocasionar la formación de compuestos (ettringita secundaria) con un comportamiento expansivo mucho más acusado, en cuyo caso habrían desaparecido las cristalizaciones de sulfato cálcico.

Es decir, si no se ha detectado la presencia de ettringita en los huecos de la pasta de cemento, ni se aprecia la formación de fisuras o deterioro imputable a estas formaciones cristalinas, se puede descartar que la causa principal del deterioro observado sea imputable a un ataque externo por sulfatos.

Por último, en los casos en los que se confirma la agresividad química de las aguas, en las muestras de hormigón analizadas se observa un leve o moderado ataque superficial con pérdida parcial de la pasta cementante solo en las zonas sumergidas y en los estudios por microscopía electrónica se descarta la posibilidad del ataque por sulfatos, el deterioro es imputable a procesos de disolución, compatible por un ataque por aguas conteniendo CO₂ agresivo, o con altos contenidos de iones amonio. Esta degradación se ve potenciada por la abrasión ocasionada por la circulación de los sólidos en suspensión contenidos en el fluido circulante y los procesos de aireación forzada existentes en algunas etapas de tratamiento de la planta. En

estos casos el material remanente se encuentra compacto, sin deterioro en profundidad.

4. ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Seguidamente se indican los resultados de inspección y diagnóstico de algunos de los estudios recientemente desarrollados en INTEMAC, representativos de los tipos de degradación más habituales observados en estaciones depuradoras.

4.1. Planta de tratamiento puesta en servicio en los años 90.

Los daños son muy severos en los paramentos de algunas galerías así como en el pozo de compensación y retorno, principalmente en las bóvedas y en las zonas por encima del nivel habitual del agua (figura 5).



Figura 5. Degradación por ataque ácido en pozo.

Las aguas analizadas presentan un grado de agresividad Qb por sulfatos. Los hormigones ensayados son de buena calidad: presentan una resistencia a compresión comprendida entre 40 y 60 MPa, porosidad reducida a moderada (11 a 15%) y moderada absorción de agua < 7%. Los resultados de profundidad de penetración media de agua a presión son muy reducidos (< 17 mm), característicos de hormigones impermeables. La dosificación de cemento es bastante heterogénea, con contenidos medios del orden de 300 kg/m³. Los contenidos de sulfatos en los primeros 15 mm se sitúan en el rango del 5 al 10% referido a peso de cemento. A una profundidad entre 15 y 25 mm el contenido de sulfatos ya se encuentra en el orden del 3.0 %, compatible con la aportación habitual de un cemento portland. En los análisis por microscopía electrónica no se ha detectado la presencia de ettringita en los huecos de la pasta de cemento superficial, ni se aprecia la formación de fisuras o deterioro imputable a estas formaciones cristalinas, por lo que se puede descartar que el deterioro observado sea imputable a un ataque externo por sulfatos. Los contenidos de cloruros en la porción más exterior son reducidos, inferiores al 0.25 % (referido a peso de cemento). El pH de los extractos acuosos del material superficial de las zonas degradadas está comprendido entre 4.8 y 5.2.

Como resumen de los resultados obtenidos se puede concluir que la degradación ha estado ocasionada por reacciones

de disolución de las fases cálcicas del conglomerante hidratado por acción del ácido sulfúrico de origen biogénico.

Para garantizar las condiciones de durabilidad de los elementos, tras sanear los paramentos afectados retirando todo el hormigón alterado, habría que limpiar y proteger las armaduras, restituir el espesor eliminado con morteros de reparación estructural de los indicados en la norma UNE-EN 1504-3:2006 y compatibles con las prestaciones del hormigón original. Seguidamente sería necesaria la aplicación de una protección superficial en todos los paramentos emergidos que fuera capaz de resistir el ataque ácido. Esta protección puede ser un mortero de revestimiento a base de cemento de aluminato de calcio, o un sistema de reparación diseñado específicamente para garantizar la resistencia frente al ataque ácido [17,18], con imprimación, membrana y tratamiento de juntas.

4.2. Planta de tratamiento tras 5 años en servicio

Las aguas analizadas presentan un grado de agresividad Qb por ión amonio (48 mg/l) y Qc por CO₂ agresivo (164 mg/l). La concentración de sulfatos es muy reducida (60 mg/l), no agresiva. En las inspecciones realizadas se ha comprobado la existencia de pérdidas de la lechada superficial del hormigón en los paramentos en contacto con el agua residual. (figura 6).



Figura 6. Pérdida de lechada superficial.

Este deterioro se ha observado en la práctica totalidad de los elementos de hormigón expuestos al agua residual, manifestándose en todos ellos únicamente en la parte sumergida. Aunque la degradación es desigual según el elemento del que se trate, se limita en todos los casos a espesores reducidos.

El hecho de que el mayor nivel de deterioro se encuentre situado en las zonas permanentemente sumergidas, junto con los elevados contenidos de los agentes agresivos disueltos en el agua (ion amonio y CO₂ agresivo), justifican que la causa de la pérdida de material producida en la capa de hormigón más superficial haya sido la disolución y lixiviación ocasionada por estos agresivos, junto con el efecto de la abrasión producida por la circulación de los sólidos en suspensión.

Para hacer frente a este tipo de ataque habría sido necesario recurrir a una adecuada protección superficial del hormigón que, aparentemente, no incorporaban los elementos afectados. En ausencia de dicha protección, el empleo de hormigones con

cemento CEM I no ha favorecido su durabilidad. En este sentido, ha resultado más adecuada la utilización del tipo CEM II/A-V empleado en algunos elementos. Cuanto mayor hubiera sido el contenido de adiciones puzolánicas (cenizas volantes, puzolanas o microsílíce) en el cemento utilizado mejor hubiera sido su comportamiento durable frente a este tipo de agresividad química.

5. CONCLUSIONES

Para efectuar un correcto diagnóstico del deterioro producido en los elementos de hormigón de una EDAR, es prioritario que en la inspección sea evaluado el estado superficial de las zonas habitualmente sumergidas y el de las emergidas, especialmente si están situadas en recintos confinados o poco ventilados.

En los casos en los que la degradación se manifiesta principalmente como pérdidas de lechada superficial en los paramentos sumergidos, el deterioro es imputable a la agresividad del agua residual en contacto con el hormigón. Los agentes que suelen producir esta alteración son el ion amonio y el CO₂ agresivo disueltos en las aguas residuales. Los ensayos de agresividad del agua son los más relevantes para el diagnóstico.

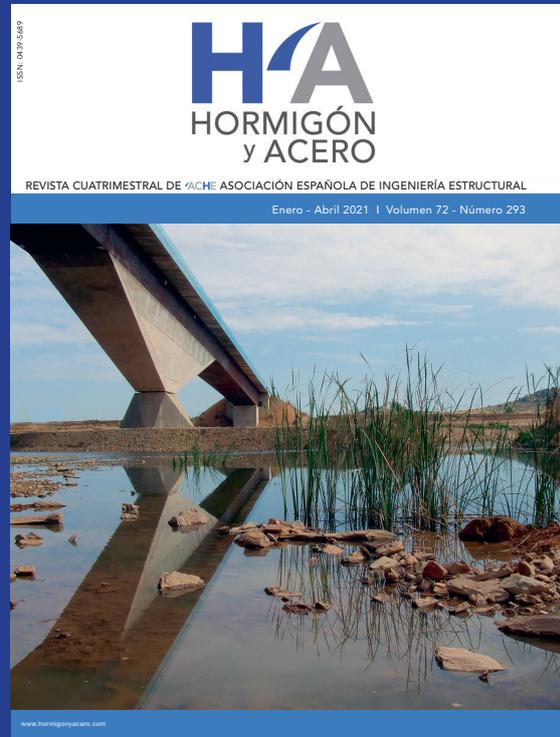
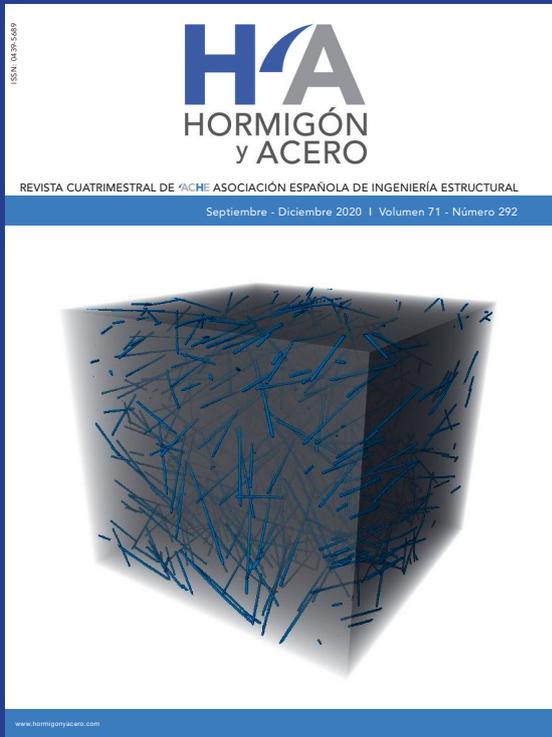
Además del empleo de hormigones con las dosificaciones especificadas para estos tipos de ambientes de agresividad química (Q), la utilización de cementos con elevados contenidos de adiciones puzolánicas prolonga sustancialmente la vida en servicio del hormigón.

En los casos en los que la degradación se manifiesta con pérdidas acusadas de material, llegando incluso a la degradación íntegra del recubrimiento, el deterioro es imputable a la acción del ácido sulfúrico biogénico. Los ensayos más definitivos para confirmar la causa de deterioro son la determinación de la concentración de sulfatos en las aguas residuales y del pH en el hormigón superficial remanente.

Para la protección respecto a este tipo de ataque han de emplearse morteros de revestimiento a base de cemento de aluminato de calcio, o sistemas de reparación diseñados específicamente para garantizar la resistencia frente al ataque ácido.

Referencias

- [1] Comisión Permanente del Hormigón (2008) Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Ministerio de Fomento, Madrid.
- [2] Gérard, B., Le Bellego, C. & Bernard, O. (2002) Simplified modelling of calcium leaching of concrete in various environments. *Materials and Structures*, 3. 633-640
- [3] Voegel, C., Bertron, A. & Erable, B. (2016) Mechanisms of cementitious material deterioration in biogas digester. *Science of the Total Environment*, 571. 892-901
- [4] Taylor, H.F.W. *Cement Chemistry*. (1997) London: Thomas Telford Services Ltd,
- [5] Lawrence, C. (1990) Sulphate attack on concrete. *Magazine of Concrete Research*, 42. 249-264
- [6] López, P. (2015) *Estudio sobre la durabilidad de los nuevos tipos de cemento para la evaluación del comportamiento de morteros y hormigones frente a la agresión química de los sulfatos y del agua de mar*. Tesis doctoral; U.PM
- [7] Yuan, H. (2013) *Degradation modelling of concrete submitted to biogenic acid attack*. Doctoral thesis; Université Paris-Est
- [8] Li, X.; Kappler, U., Jiang, G. & Bond, P.L. (2017) The ecology of acidophilic microorganisms in the corroding concrete sewer environment. *Frontiers in Microbiology*, 8; 683
- [9] Cortés, M., Vera, E. & Rojas, O. (2014) Evaluation of corrosion caused by biogenic sulfuric acid (BSA) on the concrete structures of sewerage systems (chemical tests). *Int. Journal of Civil and Environmental Engineering*, 8; 11
- [10] Estokovaa, A., Harbulskovsb, V.O., Luptakovac, A. & Stevulovaa, N. (2012) Study of the deterioration of concrete influenced by biogenic sulphate attack. *Procedia Engineering*, 42. 1731-1738
- [11] Beddoe, R.E. & Dorner, H.W. (2015) Modelling acid attack on concrete: Part I. The essential mechanism. *Cement Concrete Research* 35. 2333-2339
- [12] O'Connell, M., McNally, C. & Richardson, M.G. (2010) Biochemical attack on concrete in wastewater applications: A state of the art review. *Cement and Concrete Composites*, 32. 479-485
- [13] Magniont, C., Coutand, M., Bertron, A., Cameleyre, X., Lafforgue, C., Beaufort, S. & Escadeillas, G. (2011) A new test method to assess the bacterial deterioration of cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 41. 429-438
- [14] De Belie, N., Monteny, J., Beeldens, A., Vincke, E., Van Gemert, D. & Verstraete, W. (2004) Experimental research and prediction of the effect of chemical and biogenic sulfuric acid on different types of commercially produced concrete sewer pipes. *Cement and Concrete Research*, 34. 2223-2236
- [15] Davis, J.L., Nica, D., Shields, K. & Roberts, D.J. (1998) Analysis of concrete from corroded sewer pipe. *International Biodeterioration and Biodegradation*, 42. 75-84
- [16] Gutiérrez-Padilla, M.G.D., Bielefeldt, A., Ovtchinnikov, S., Hernandez, M. & Silverstein, J. (2010) Biogenic sulfuric acid attack on different types of commercially produced concrete sewer pipes. *Cement and Concrete Research*, 40. 293-301
- [17] De Muynck, W., De Belie, N. & Verstraete, W. (2009) Effectiveness of admixtures, surface treatments and antimicrobial compounds against biogenic sulfuric acid corrosion of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 31. 163-170
- [18] Kaempfer, W. & Berndt, M. (1998) Polymer modified mortar with high resistance to acid to corrosion by biogenic sulfuric acid. *Proceedings of the IXth ICPIC Congress, Bologna, Italy, 14th-18th Sep.* 681-687



footbridge

 Madrid 2022

creating experience

07-09.09.2022

Lugar de celebración:

COAM - LA SEDE
C/ Hortaleza, N 63
28004 Madrid - Spain