HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Junio 2025 I Volumen 76 - Especial Congreso

CONGRESO INTERNACIONAL ACHE IX DE ESTRUCTURAS

DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL



Cartel ganador del concurso de carteles para el IX Congreso de ACHE



Ingeniería de estructuras

Diseño. Control de obra. Conservación y rehabilitación

- Cálculo de estructuras
- Asistencia técnica a obra
- Inspección y evaluación de estructuras
- Monitorización
- Proyectos de rehabilitación

LRA
Infrastructures Consulting

LRA INFRASTRUCTURES CONSULTING, S.L.
Avenida de Concha Espina, 65 – 28016 MADRID
Tel.: 91 563 01 19
www.lraingenieria.es - oc@lraingenieria.es



Imagen de la cubierta de Mª Mercedes Luque Martínez. Cartel ganador del concurso de carteles para el IX Congreso de ACHE

HORMIGÓN y ACERO

Volumen 76 - Junio 2025

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

Jesús Rodríguez Santiago (ETS de Arquitectura, UPM, Madrid)*

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (Fhecor, Madrid)*

SECRETARIO:

Lisbel Rueda Garcia (ICITECH — UPV, Valencia, Espana)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (Cinter, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Victor Alvado Benitez (Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Alemania)
Juan Luis Bellod Thomas (Cesma Ingenieros, Madrid, Espana)
Hector Bernardo Gutierrez (ACHE , Madrid, Espana)
Angel Castillo Talavera (Instituto E. Torroja – CSIC, Madrid, Espana)
Hector Cifuentes Bulte (ETS Ingeniería – Universidad de Sevilla, Sevilla, Espana)*
Antoni Cladera Bohigas (Universidad de las Islas Baleares, Palma, Espana)
David Fernandez Montes (ET SI Caminos, C. y P. – UPM, Madrid, Espana)
Luisa Maria Gil Martin (ET SI Caminos, C. y P. – UGR, Granada, Espana)
Beatriz Martin Perez (University of Ottawa, Ottawa, Canada)
Pedro Miguel Sosa (ET SI Caminos, C. y P. – UPV, Valencia, Espana)
Alejandro Perez Caldentey (Fhecor, Madrid, Espana)
Jacinto Ruiz Carmona (Mecanismo Ingeniería, Madrid, Espana)
Abraham Sanchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart, Alemania)
Alvaro Serrano Corral (MC 2 Estudio de Ingeniería, Madrid, Espana)
Juan Antonio Sobrino Almunia (Pedelta Canada Inc., Toronto, Canada)
Carlos Thomas Garcia (ET SI Caminos, C. y P. — Universidad de Cantabria, Santander, Espana)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

Antonio Adao da Fonseca (Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Oporto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (ET SI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, Espana)
Pilar Alaejos Gutierrez (Cedex, Madrid, Espana)
Ma Carmen Andrade Perdrix (CIMNE , Madrid, Espana)
Angel Aparicio Bengoechea (ETSI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, Espana)
Jose Ma Arrieta Torrealba (Proes, Madrid, Espana)
Miguel Angel Astiz Suarez (Carlos Fernandez Casado S.L., Madrid, Espana)
Gustavo Ayala Milian (Instituto de Ingeniería – UNAM, Coyoacan, Mexico D.F.)
Alex Barbat Barbat (ETSI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, Espana)
Pilar Crespo Rodriguez (Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, Madrid, Espana)
Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, School of Architecture, Guimaraes, Portugal)
Luis Fernandez Luco (Universidad de Buenos Aires, Facultad de Ingeniería, Buenos Aires, Argentina)
Miguel Fernandez Ruiz (ETSI Caminos, C. y P. – UPM, Madrid, Espana)
Jaime Carlos Galvez Ruiz (ETSI Caminos, C. y P. – UPM, Madrid, Espana)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL , Milan, Italia)
Enrique Gonzalez Valle (Intemac, Madrid, Espana)
Paulo R. L. Helene (Escola Politecnica, Universidade de São Paulo, Sao Paulo, Brasil)
Jose Antonio Llombart Jaques (Consultor independiente, Madrid, Espana)
Antonio Mari Bernat (ET SI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, Espana)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid, Espana)
Santiago Perez-Fadon Martinez (Fadón Ingeniería S.L., Madrid, Espana)
Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Córdoba, Cordoba, Argentina)
Antonio Reis (IST – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal)
Jesus Rodriguez Santiago (ET S de arquitectura, UPM, Madrid, Espana)
Jose Manuel Roesset (National Academy of Engineering, Washington DC, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Teran (Imperial College London, Faculty of Engineering, London, Reino Unido)
Juan Sagaseta Albajar (University of Surrey, Faculty of Engineering and Physical Sciences, Guildford, Surrey, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernandez (Consultor independiente, Madrid, Espana)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Faculty of Engineering, London, Reino Unido)

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

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

Una descripción más amplia puede consultarse en *www.hormigonyacero.com*

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigon y Acero esta indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/Web of Science Core Collection (ESCI/WoS) - Journal Citation Reports (JCR) – Scopus - Pascal – InDICEs-CSIC – Dialnet-Sumaris – Catalogo 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. Sí 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
https://doi.org/10.33586/hya.2025.GRANADA

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

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: Antonella Genovese / Mgráfico
Depósito legal: M-853-1958

Organización del Congreso

Consejo de **ACHE**

Presidente:	Miguel Ortega Cornejo
Vicepresidente primero:	Alejandro Pérez Caldentey
Vicepresidente segundo:	José Simón-Talero Muñoz
Tesorero:	Álvaro Serrano Corral
Presidente del Comité de Eventos:	Juan Jesús Álvarez Andrés
Vocales:	Iván Campo Rumoroso
	Antoni Cladera Bohigas
	Patrick Ladret
	Enrique Mirambell Arrizabalaga
	Andrea Monserrat López
	Fátima Otero Vieitez
Secretario General:	Héctor Bernardo Gutiérrez

Comisiones Técnicas

Comisión 1. Proyecto:	Juan Carlos Lancha Fernández
Comisión 2. Materiales:	Jaime Gálvez Ruiz
Comisión 3. Ejecución:	José Ignacio Díaz de Argote Cervera
Comisión 4. Uso y mantenimiento:	Raúl Rodríguez Escribano
Comisión 5. Estructuras y elementos estructurales:	Alejandro Pérez Caldentey
Comisión 6. Estructuras metálicas y mixtas:	Enrique Mirambell Arrizabalaga
Comisión 7. Envolventes y sistemas estructurales en arquitectura:	Guillermo Muñoz Cabañas
Comisión 8. Ingeniería y sociedad:	Carlos Polimón Olabarrieta

Comité Organizador

Presidente del Comité de Eventos:	Juan Jesús Álvarez Andrés
Presidente del Comité Organizador:	Alejandro Castillo Linares
Secretario General:	Héctor Bernardo Gutiérrez
Vocales:	José Antonio Agudelo Zapata
	Rafael Bravo Pareja
	Lucía Comino Mateos
	David Fernández Montes
	Rafael Gallego Sevilla
	Luis García Vega
	Jesús Gómez Hermoso
	Juan José Granados Romera
	Mónica López Alonso
	Alejandro E. Martínez Castro
	Fátima Otero Vieitez
	Esther Puertas García
	Óscar Ramón Ramos Gutiérrez
	David Rodríguez Muñoz
	José María Terrés Nicoli
	Carlos Thomas García
	David Trujillo Montes
	Miguel Ángel Vicente Cabrera

Secretaría de ACHE y del Congreso

Beatriz Gutiérrez Martínez de la Casa

Comité Científico

Presidente
Alejandro E. Martínez Castro

Co-editores
David Fernández Montes
Fátima Otero Vieitez
Oscar Ramón Ramos Gutiérrez
David Rodriguez Muñoz
José María Terrés Nícoli
Carlos Thomas García
David Trujillo Montes
Miguel Ángel Vicente Cabrera

Vocales
Antonio Aguado de Cea
José Antonio Agudelo Zapata
Juan Jesús Álvarez Andrés
María del Carmen Andrade Perdrix
Ángel Carlos Aparicio Bengoechea
Jorge Aparicio García
Gonzalo Arias Hofman
David Arribas Mazarracín
Guillermo Ayuso Calle
Jesús Miguel Bairán García
Carlos Javier Bajo Pavía
Belén Ballesteros Molpeceres
Miguel Bañares Dorado
Pietro Bartalotta
Héctor Beade Pereda
Juan Luis Bellod Thomas
Amadeo Benavent Climent
Alejandro Bernabeu Larena
Jorge Bernabeu Larena
Héctor Bernardo Gutiérrez
Antoni Blázquez Boya
José Luis Bonet Senach
Enrique Bordó Bujalance
Mª Victoria Borrachero Rosado
Rafael Bravo Pareja
Antonio Burgos Núñez
Carlos Calleja Vidal
Iván Campo Rumoroso
Ramón Campoamor Gómez
Daniel Cantero Lauer
Guillermo Capellán Miguel
David Carnero Pérez
Isidro Alfonso Carrascal Vaquero
Ángel Carriazo Lara
Luis Carrillo Alonso
Jorge Cascales Fernández
Carlos Castañón Jiménez
José Alfredo Castro López
Fernando Cea Soriano
Luca Ceriani
Juan Chiachío Ruano
Manuel Chiachío Ruano
Sergio Cicero González
Héctor Cifuentes Bulté
Antoni Cladera Bohigas
Cristina Cobo Rodríguez
Sergio Couto Wörner
Luis Cristóbal Álvarez
Miguel Ángel Delgado Núñez
Eduardo Díaz Pavón
Jesús Donaire Ávila
Ana Espinós Capilla
Lucía Fernández Muñoz
Miguel Fernández Ruiz
Francisco Fiol Oliván
Pedro Galvín Barrera
Mario García González
Javier García Hernando
Enrique García Macías
Luis García Vega
Luisa María Gil Martín
Jesús Gómez Hermoso
Dorys Carmen González Cabrera
Belén González Fonteboa
Iago González Quelle
Francisco José González Ramos
Juan José Granados Romera
Mario Guisasola Ron
Enrique Hernández Montes
Manuel Herrador Barrios
José Emilio Herrero Beneitez
Lourdes Jalón Ramírez
Susana Jareño Cobo
José Rafael Jiménez Aguilar
Javier Jiménez Alonso
Ginés Ladrón de Guevara Méndez
Javier León González
Jorge Ley Urzaiz
Carlos Llopis Camps
Ignacio Lombillo Vozmediano
Susana López Manzano
Fernando López Gayarre
Ana Irene Lorea Arnal
Guillermo Lorente Perchín
Javier Lorenzo Romero
Conchita Lucas Serrano
María Macías Infantes
Antonio José Madrid Ramos
Mercedes Madrid Ramos
Eva Manzano Rodríguez
Antonio Marí Bernat
Borja Martín Martínez
Luis Martín-Tereso López
Daniel Martínez Agromayor
Antonio Martínez Cutillas
Francisco Javier Martínez López
Mª José Martínez-Echevarría Romero
Luis Matute Rubio
Ramón María Merino Martínez
Pedro Francisco Miguel Sosa
Javier Milián Mateos
Jesús Mínguez Algarra
Enrique Mirambell Arrizabalaga
Guillermo Montero Poyatos
Fernando Moreno Navarro
Juan Murcia Delso
Eva Oller Ibars
Miguel Ortega Cornejo
Vanesa Ortega López
María Dolores Otero Chans
Luis A. Padrón Hernández
Javier Pascual Santos
Ignacio Payá Zaforteza
Alejandro Pérez Caldentey
José Ángel Pérez Torres
Fabiola Pierantoni Silva
Iñaki Piñero Santiago
Carlos Polimón Olabarrieta
Rodrigo Prado Paramio
Francisco Prieto Aguilera
María Esther Puertas García
Ignacio Pulido Sánchez
Alejandro Ramos Casquero
Borja Regúlez Pérez
Juan Rey Rey
Carlos Ribas González
Raúl Rubén Rodríguez Escribano
Jesús Rodríguez Santiago
Sergio Rodríguez Torcal
Rafael Rojas Castillo
Eduardo Romero Rey
José Romo Martín
María del Carmen Rubio Gámez
Lisbel Rueda García
Ignacio Rueda Sastre
Jacinto Ruiz Carmona
Miguel Rupérez Astarloa
Miguel Sacristán Montesinos
Ximena Salazar
Luis Miguel Salazar Martín
José Tomás San José Lombera
Julio Sánchez Delgado
José Luis Sánchez Jiménez
Héctor Sánchez Martínez
Juan José Sánchez Ramírez
Cristina Sanz Manzanedo
Pedro Serna Ros
Álvaro Serrano Corral
José Manuel Simón-Talero Muñoz
Marta Skaf Revenga
Mario Solís Muñiz
Luis Sopeña Corvinos
Elisabet Suárez Vargas
Peter Tanner
Leonardo Todisco
Javier Torrico Liz
José Turmo Coderque
Rui Vasco Silva
Antonio Vázquez Salgueiro
Víctor Yepes Piqueras
Alejandro Yustres Real
Carlos Zanuy Sánchez
Carlos Zapatero Rodríguez
Beatriz Zapico Blanco

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Volumen 76 Especial IX Congreso ACHE, Junio 2025
https://doi.org/10.33586/hya.2025.GRANADA

Prólogo

Tras el logro conseguido en el Congreso de ACHE en Santander en 2022, en el que la pandemia no impidió una afluencia masiva de congresistas, ACHE se enfrentó al reto de superar el resultado en una nueva edición del Congreso, en esta ocasión en el marco incomparable de la ciudad de Granada. El objetivo se ha alcanzado.

Este volumen extraordinario de la revista Hormigón y Acero contiene los resúmenes de las comunicaciones presentadas al Congreso, celebrado del 25 al 27 de junio de 2025. Cada resumen incluye un enlace que permite acceder en línea a la comunicación completa correspondiente.

Es preciso resaltar la extraordinaria respuesta obtenida a nuestra petición de comunicaciones para este Congreso. Al finalizar el periodo de recepción de resúmenes en mayo de 2024, el resultado era realmente impresionante: se habían recibido más de 600 trabajos, la mayoría de ellos de alta calidad, lo que es prueba del vigor y el compromiso de la comunidad de la ingeniería estructural. Comenzó entonces el habitual proceso de revisión por pares para asegurar la calidad técnica y editorial de las comunicaciones. Pero el gran número de trabajos recibidos hacía materialmente imposible la presentación oral de todos ellos en el Congreso, por lo que fue necesario un proceso de selección a cargo del Comité Científico. El alto nivel de las propuestas convirtió tal proceso en una labor ardua. Después de una rigurosa evaluación y el minucioso trabajo de dicho comité, unos 450 artículos fueron admitidos para su exposición oral. En este número de Hormigón y Acero, no obstante, están recogidos todos los resúmenes que fueron aceptados en el proceso de revisión, independientemente de si tuvieron espacio o no en las sesiones del Congreso.

En esta edición se ha mantenido el formato de los últimos congresos de ACHE: tres jornadas y cinco salas en paralelo para las sesiones técnicas, con asignación de tiempos breve, para intentar dar cabida a un gran número de ponencias. Pensamos que no se trata de exponer con gran detalle, sino despertar interés, enfatizar la relevancia técnica o científica del trabajo y motivar al público para que consulte la comunicación completa a la que se tiene acceso desde cada resumen de este número de Hormigón y Acero.

Además de las sesiones técnicas, el Congreso ha contado con la aportación de tres conferencias magistrales impartidas por sendos ingenieros de reconocido prestigio mundial: Steve Denton, Greg Kopp y Steve Webb. Adicionalmente a las sesiones de carácter puramente técnico, otros actos han completado el intenso programa del Congreso: Entrega de los premios de Carteles, Entrega de los premios a los mejores Trabajos de Fin de Máster, Entrega de los premios ACHE de Ingeniería Estructural, Entrega de las Medallas de ACHE, Presentación de la revista Hormigón y Acero y un emotivo acto de homenaje a Catedráticos jubilados o a punto de jubilarse que han tenido un destacado papel en el desarrollo y enseñanza de la ingeniería estructural.

No hay que olvidar la faceta lúdica que complementa los congresos de ACHE. A la tradicional Cena de Gala, celebrada en el incomparable marco del Carmen de los Mártires, se ha añadido una visita especial guiada a la Alhambra, fuera del horario habitual de apertura al público, complementada con un cóctel posterior.

La realización de este volumen extraordinario de Hormigón y Acero, así como la organización y el resultado de este Congreso, han sido el fruto del trabajo y la dedicación de un gran número de personas. Los autores de las comunicaciones, el Comité de Eventos de ACHE, el Comité Organizador, el Comité Científico, el Consejo de ACHE y la Secretaría de ACHE, así como las empresas y entidades patrocinadoras y expositoras, son los responsables del éxito del Congreso.

Por último, ACHE agradece a la Universidad de Granada y en particular a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, sede del Congreso, la cesión de sus instalaciones y el trabajo realizado por su personal, empezando por su equipo directivo, para alcanzar los objetivos marcados.

Sirva este número de Hormigón y Acero como archivo del sobresaliente contenido técnico del IX Congreso de ACHE.

Juan Jesús Álvarez Andrés
Presidente del Comité de Eventos de ACHE



Asegurando el éxito

BETAZUL s.a.

Estructuras
edificación/obra civil
:: refuerzo
:: reparación
:: rehabilitación

Premio SIKA 2008, 2009, 2011, 2017, 2018, 2022, 2023
Docomomo Award 2021

Islas Aleutianas 2, Madrid
Tel. +34 91 316 41 32

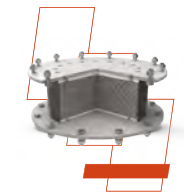
betazul.es

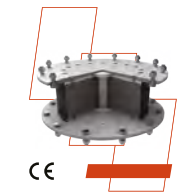
ISO 14001:2015
ISO 9001:2015

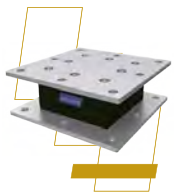
PROTECCIÓN SÍSMICA Y ESTRUCTURAL PARA LOS SECTORES DE LA CONSTRUCCIÓN Y LA INDUSTRIA DE ALTA TECNOLOGÍA

WELL LINK® 20 ANIVERSARIO

www.welllink.com.tw
info@welllink.com.tw


Aisladores elastoméricos


Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo


Apoyos elastoméricos


Sistemas de protección de equipamiento


Disipadores viscoelásticos KVM


Amortiguadores de fluido viscoso


Apoyos pot


Sistemas de monitorización de salud estructural


Riostras de pandeo restringido

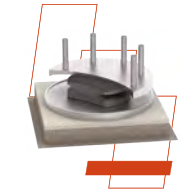

Unidades de transmisión de choque


Apoyos esféricos

DISPOSITIVOS ANTISÍSMICOS

APOYOS ESTRUCTURALES


Disipadores metálicos


Deslizadores pendulares de superficia curva


Amortiguadores de masa sintonizada

PROTECCIÓN DE EQUIPAMIENTO

MONITORIZACIÓN DE ESTRUCTURAS

SERVICIOS





Conchita Lucas Serrano

MEDALLA ACHE AL MÉRITO 2025

ACHE
Asociación Española de Ingeniería Estructural



Pilar Crespo Rodríguez

MEDALLA ACHE AL MÉRITO 2025

ACHE
Asociación Española de Ingeniería Estructural



António Adão Da Fonseca

MEDALLA ACHE AL MÉRITO 2025

ACHE
Asociación Española de Ingeniería Estructural

PREMIO ACHE 2025

Categoría Puentes
PUENTE INTERNACIONAL GORDIE HOWE (GHIB)

Categoría Pasarela
PROYECTO HALO

Categoría Edificación
REFORMA DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU

Categoría Rehabilitación
PROYECTO NUEVAS TORRES COLÓN

Categoría Innovación
NUEVA PILA DEL ACUEDUCTO PS 101 SOBRE LA AP-68

Categoría Innovación
PROYECTO DEL VIADUCTO DEL BARRANCO DE LA BOTA
(accesit)



Durante el IX Congreso de ACHE, celebrado en Granada del 25 al 27 de junio de 2025, se ha hecho entrega de las medallas de nuestra asociación. Este galardón, que premia una carrera profesional relevante en el campo del hormigón estructural, se concedió en esta edición a:

- Antonio Adão da Fonseca
- Pilar Crespo Rodríguez
- Conchita Lucas Serrano

António Adão da Fonseca es uno de los ingenieros estructurales más reconocidos de Portugal, con más de 50 años de experiencia en el diseño de puentes y estructuras especiales. Es Doctor en Ingeniería Estructural por el Imperial College de Londres y ha sido catedrático en la Universidad de Oporto y professor en la Universidad Autónoma de Lisboa.
Fundó su propia oficina de ingeniería en 1985 y ha liderado proyectos emblemáticos como el Puente Infante Dom Henrique sobre el Duero, galardonado por la FIB como estructura excepcional, y la Casa da Música en Oporto, junto al arquitecto Rem Koolhaas. También ha participado en proyectos internacionales como el complejo Waterfront en Sri Lanka.
Ha presidido el Consejo Europeo de Ingenieros Civiles y la Asociación Portuguesa de Ingeniería Estructural, y ha formado parte de varios consejos asesores en Portugal.
Su enfoque combina innovación técnica, sensibilidad arquitectónica y sostenibilidad, lo que lo convierte en una figura clave de la ingeniería estructural contemporánea. Su contribución a la ingeniería estructural y sus lazos con la ingeniería Española, le han valido la medalla ACHE.

Pilar Crespo es ingeniera de Caminos por la Universidad Politécnica de Madrid y pertenece al Cuerpo de Ingenieros de Caminos del Estado desde 1997. Actualmente es Jefa de Área de Puentes en la Dirección General de Carreteras, puesto que ocupa desde 2008.
Inició su carrera en ESTEYCO, donde colaboró en proyectos estructurales y en obras como la ampliación de la estación de Atocha, la remodelación del Palacio de Villahermosa y el Pabellón de los Descubrimientos de la Expo 92. Ha trabajado en la construcción, ampliación y mantenimiento de puentes emblemáticos, como el Arco del Tablate, el puente del Vinalopó y la ampliación del Puente de Rande. Ha participado en comisiones de investigación de incidentes en infraestructuras y liderado proyectos de instrumentación y monitorización de grandes puentes como Almonte y Montabliz.
Además, Pilar Crespo ha jugado un papel fundamental en la elaboración y actualización de normativa estructural española y europea, participando activamente en la redacción de recomendaciones técnicas, normas y liderando la adopción de los eurocódigos en la Dirección General de Carreteras. Su compromiso con la ingeniería también se refleja en su continuo trabajo en ACHE, donde ha sido miembro activo y parte del Consejo Asesor Científico de la revista Hormigón y Acero, así como vocal del Consejo de la asociación. Su extensa trayectoria y aportaciones la hacen merecedora de un reconocimiento especial en el campo de la ingeniería estructural.

Conchita Lucas es Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos con más de 25 años de experiencia en proyectos de ingeniería civil, especializada en puentes, estructuras, geotecnia y obras marítimas.
Tras una etapa como ingeniera de estructuras en FHECOR y Tierra Armada, desde 2001 ha desarrollado su carrera en el grupo ACS, donde ha ocupado cargos de creciente responsabilidad hasta convertirse en Jefa del Departamento Estructuras de Obra Civil, Geotecnia y Obras Marítimas.
Ha participado en proyectos emblemáticos a nivel internacional, como el Puente Gordie Howe, el Nuevo Puente Champlain en Montreal, el Puente de la Bahía de Cádiz o la ampliación del Puente de Rande. También ha trabajado en estaciones ferroviarias, intercambiadores de transporte y estructuras singulares como el III Depósito del Canal de Isabel II.
Conchita ha publicado numerosos artículos técnicos y ha participado como ponente en congresos internacionales, consolidándose como una referencia en el ámbito de la ingeniería estructural.
Además de su labor técnica, Conchita es un referente en ACHE, donde fue Secretaria General durante 13 años, en los que participó activamente en la asociación fomentando todos y cada uno de sus objetivos con ilusión y entrega desde el primero, hasta el último día.

HORMIGÓN y ACERO

Disponible en **www.hormigonyacero.com**

Volumen 76, Especial IX Congreso ACHE, Junio 2025

https://doi.org/10.33586/hya.2025.GRANADA

Volumen 76 - Especial Congreso, Junio 2025

SUMARIO | CONTENTS

IX Congreso Internacional de Estructuras

Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE)
Granada, 25-27 de junio de 2025

1. **Auscultación** **22**

Detección de fallos estructurales en tuberías de hormigón mediante monitorización acústica distribuida (DAS) de fibra óptica de fácil instalación 23

Escaneo láser de estructuras existentes previamente a nuevas actuaciones 24

Monitorización de la corrosión en continuo de estructuras de hormigón armado: casos de estudio, resultados y análisis de los datos obtenidos 25

Identificación de puentes afectados por reacciones árido-álcali. Estrategias de actuación 26

Evaluación de sensores de bajo coste LARA para la monitorización de deformaciones en puentes durante pruebas de carga estática 27

Pruebas de carga dinámica en puentes con sensores de bajo costo: Validación en el acceso ferroviario al aeropuerto de Barcelona-El Prat 28

Análisis de frecuencias propias utilizando sensores de fibra óptica y acelerómetros de bajo costo para la detección de daños estructurales 29

Extensión de la vida útil de viaductos ferroviarios centenarios mediante monitorización estructural 30

Monitorización para la evaluación de estructuras 31

Monitorización de la humedad y la corrosión de armaduras en los muros con jardín vertical de Calle 30 32

Monitorización continua auto-atenta de salud estructural: estudio de caso en el 'Hospital Real' de Granada 33

Determinación de la resistencia del hormigón mediante el Método de Madurez 34

Inspección y monitoreo de la integridad estructural en puentes 35

2. **BIM** **36**

Integración de la metodología BIM en la docencia de ingeniería estructural: experiencia del máster de formación permanente en BIM de la UDC 37

Gestión de estructuras mediante metodología BIM 38

Metodología BIM y diseño paramétrico en los puentes mixtos de la autopista E6RV en Noruega 39

BIM Implementation From Design To Construction - Herøysund Bridge, Norway 40

Aplicación de la metodología BIM en los proyectos de alta velocidad de Rail Báltica 41

© 2025 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE).
Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 067 41 64 - www.e-ache.com

Herramienta RPA para la calibración automática de modelos estructurales BIM ... 42
BIM-GIS Base Approach for Quality Management Aligned with ISO 9001 ... 43
Metodología BIM en grandes puentes: Del proyecto tradicional a la automatización de procesos. Coordinación entre ingeniero y modelador ... 44
Beyond BIM: Digital Twins For 3D Digital Project Deliverables ... 45

3. **Gestión y Normativa** ... **46**

Sistemas de gestión de puentes , situación actual y futuro: conexión con Br.I.M. ,gemelos digitales , monitorización, S.H.M. e inteligencia artificial ... 47
Guía para las especificaciones técnicas del hormigón ... 48
Guía para la determinación de longitudes de anclaje y solape de armaduras pasivas ... 49
Guía para la determinación de recubrimientos en estructuras de hormigón ... 50
Guía para el cálculo de apoyos elastoméricos ... 51
Sostenibilidad en el proyecto y construcción de estructuras: nuevos parámetros del siglo XXI ... 52
Guía para las especificaciones técnicas de las armaduras ... 53
Guía para las especificaciones técnicas del acero estructural ... 54
Guía para el cálculo de aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento en zona sísmica ... 55
Lifetime and Annual Structural Reliability Implicitly Required by the Eurocodes ... 56
Juntas de expansión modulares en estricta conformidad con las normativas armonizadas europeas ... 57

4. **Ingeniería y Sociedad** ... **58**

Una actividad tangible para enseñar estructuras ... 59
Otras aplicaciones de la ingeniería estructural: el cuerpo humano y su salud ... 60
Diseño eficiente de estructuras con inteligencia artificial. Aplicación al diseño de una nueva unión prefabricada ... 61
Understanding Felix Candela's 8-Sided Folded Hypars ... 62
Optimización resiliente del ciclo de vida de estructuras híbridas y modulares de alta eficiencia social y medioambiental bajo condiciones extremas ... 63
Análisis de la percepción de la sociedad de la ingeniería ... 64
La transcendencia en la ingeniería estructural ... 65

5. **Investigación y Estudios** ... **66**

Diseño, proyecto y planificación de pavimentos de altas prestaciones y altas exigencias ... 67
Application of SFRC to Encased Steel-Concrete Composite Beams: Experimental Study ... 68
Integración de ensayos en túnel aerodinámico y simulaciones numéricas para el análisis de carga de viento en estructuras solares fijas ... 69
Introduction of a New Benchmark for Single-Axis Solar Trackers: Standardizing Wind Tunnel Testing and Comparative Analysis ... 70
Experiencias en la verificación estructural de elementos de hormigón reforzados con fibra de vidrio para el edificio Antares ... 71
Hormigón reforzado con fibras sintéticas como armado de muros de edificación ... 72
Relevancia de la modelización de grietas en el comportamiento estructural de torres de tapia ... 73
Estudio del desempeño de un nuevo material deslizante para utilizar en apoyos estructurales ... 74
Desarrollo de un nuevo sistema de anclajes planos de postesado para losas de espesor reducido ... 75
Material and Structural Response of Textile Reinforced Concrete With Fibres ... 76
Avances en técnicas de aceleración en el cálculo de envolventes para diseño de puentes de ferrocarril de alta velocidad ... 77
Aplicación de la teoría de corte-fricción en hormigón reforzado con fibras de acero ... 78
Comportamiento y resistencia de regiones nodales en pórticos de hormigón armado sometidos a momentos de apertura: evaluación y propuesta de diseño ... 79
Casos prácticos de empleo de técnicas de impacto-eco para la detección de defectos en estructuras de hormigón ... 80
Redes neuronales y kriging para la optimización de la huella de carbono de puentes losa pretensados ... 81
Sostenibilidad y resiliencia en estructuras de edificación con forjados con losas aligeradas multiaxiales ... 82

Incorporación de una nueva última línea de defensa frente a colapsos progresivos en estructuras prefabricadas de hormigón 83
Diseño sísmico de las estaciones enterradas de la línea 2 del metro de Lima (Perú) 84
Diseño frente a fuego en las dovelas del metro de Sídney 85
Diseño de dovelas en túneles TBM con hormigón reforzado con fibras de acero en el metro de Sídney 86
Mejora de la robustez de edificios existentes mediante vigas en cubierta 87
Introducción a una construcción modular de vigas híbridas compuestas por segmentos poliméricos de plástico impresos en 3D y hormigón 88
Análisis del incendio bajo el puente de las Flores de Valencia mediante técnicas de la ingeniería estructural del fuego 89
Gravity-Based-Structure (GBS) para el almacenamiento a gran escala de hidrógeno verde producido en plantas offshore 90
Structural Evaluation of Concrete Structures Affected by Steel Corrosion and the Eurocode 2 91
Modelos probabilísticos para la reducción de resistencia de la madera en función de la temperatura 92
Interacción dinámica vía-estructura en puentes ferroviarios con distintos tipos de vía 93
Estructura para prototipo funcional de un sistema automatizado de transporte de mercancías 94
Propuesta de curvas de fuego paramétricas para incendios bajo puentes con tableros multijácena. Aplicación a un paso superior mixto 95
Monitorización estructural de un puente extradosado de gran luz: Rose FitzGerald Kennedy sobre el Río Barrow (New Ross, Irlanda) 96
Análisis no lineal mediante modelos de fibras de estructuras largas sometidas a deformaciones impuestas; aplicación a puentes pérgola 97
Refuerzo de estructuras de hormigón sometidas a impacto mediante una capa de UHPFRC 98
Tendon Optimization for Prestressed Concrete Structures Using Genetic Algorithms 99
El área "efectiva" residual de aceros corroídos de un edificio de 100 años en la metodología de evaluación de estructuras existentes 100
Sostenibilidad integral en el diseño de estructuras 101
Estudio de la transferencia del pretensado en elementos de hormigón con tendones de polímeros reforzados con fibras de carbono 102
Aplicación práctica de refuerzos activos en el tablero de un puente y en un forjado 103
Ensayos indirectos de durabilidad para estimación de la vida útil del hormigón respecto a la penetración de cloruros 104
Comportamiento a fractura del hormigón reforzado con fibras sometido a elevada temperatura 105
Impacto de la disposición de las fibras en el comportamiento a fatiga por flexión del hormigón reforzado con fibras de altas prestaciones 106
Exploración de los mecanismos de daño en hormigón reforzado con fibras bajo fatiga por flexión mediante el análisis de las curvas de fluencia cíclica 107
Construcción de gemelo digital estructural para la identificación supervisada de un puente de carretera 108
Análisis modal operacional en estructuras complejas con sensores multi-tipo: estudio de pasarela peatonal 109
Determinación de la resistencia a flexión de secciones de hormigon reforzado con fibras. Formulacion simplificada y seguridad estructural 110
Optimización de inspecciones en puentes con BIM: automatización y gestión eficiente 111
Monitoreo de hormigón estado fresco: aplicación de sensores de bajo coste 112
Caracterización mecánica de morteros reforzados con textiles para el refuerzo de estructuras de hormigón 113
Flexural Performance of Reinforced Concrete with Steel Rebar and Polypropylene Fibres Under Various Loading and Cracking Conditions Subjected to Chloride Ingress 114
Resistencia a cortante de elementos compuestos por vigas pretensadas y una losa de hormigón armado 115
Uso de ceniza de madera y bacterias para mejorar la capacidad de auto reparación en morteros 116
Evaluación de la capacidad de autocurado de hormigones con cenizas de biomasa forestal y áridos porosos de cenizas de carbón 117
Diseño de mezclas de hormigón sostenible para impresión 3D utilizando metacaolín y filler calizo 118
Análisis de los parámetros de impresión 3D de hormigón: influencia de la velocidad de impresión 119
Comportamiento a flexión y cortante de un puente continuo de vigas prefabricadas pretensadas con tendones CFCC 120
Estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón pretensado con barras y tendones de polímeros reforzados con fibras (FRP) 121
Efecto del empaquetamiento en el contenido crítico de fibra en hormigones autocompactante 122
Análisis del comportamiento reologíco de materiales base cemento con ligantes cuaternarios utilizando técnicas de programación genética 123
Incertidumbres de los modelos para el cálculo de la capacidad resistente de uniones de madera 124

The Effect of Properties and Microstructure of Recycled Aggregate on Polypropylene Fibre-Reinforced Concrete 125
Combined Strategies to Achieve Robust Structures 126
Target Reliabilities for Key Members in Building Structures 127
Experimental and Analytical Study on Jointless Bridge Decks With Continuously Reinforced Concrete Pavements 128
Recomendaciones para la reducción de la huella de carbono de diferentes elementos estructurales 129
Nuevos cementos ternarios 130
On the Under-Exploitation of Reuse Principles 131
Evaluación del comportamiento mecánico post-fuego de armaduras y aceros estructurales de altas prestaciones 132
Sostenibilidad y belleza en el diseño de puentes 133
Hacia el cero neto en el diseño de estructuras 134
Continuidad activa en forjados de placa alveolar utilizando aleaciones con memoria de forma en base hierro: resultados experimentales y caso piloto 135
Refuerzo de pilares con encamisado de mortero HPRFM. Estudio experimental 136
Redistribución de tensiones de fatiga de hormigón – programación con elementos finitos 137
Diseño no-lineal en servicio y rotura de un muro cortafuegos en un túnel ferroviario bajo cargas areodinámicas 138
Dinámica Computacional de Fluidos (CFD) en el proyecto de las Torres Martiricos 139
Enhanced Evaluation of Tensile Behavior in Steel Fiber-Reinforced Concrete Via Dic-Based Indirect Tensile Testing 140
Problemática aeroelástica de la estructura de seguidores solares 141
Simulación numérica de un elementro de hormigón en estado de tricompresión empleando el modelo de daño de Mazars 142
Resurgimiento de las rótulas de hormigón. Modelo y aplicación en proyectos recientes 143
Ship Impact Forces and Resisting Strategies on Inland Waterways 144
Simulación numérica del comportamiento a cortante en fase fisurada y última de vigas de hormigón armado reforzadas con bandas pretensadas de acero inoxidable 145
Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Sections Under Diffussion Process and Deterioration Damage 146
Optimización de las cargas de viento en base a simulaciones CFD. 147
Estrategias de diseño del revestimiento de túneles de transporte con el método de elevación vertical 148
Simulación numérica de la construcción de galerías de conexión en túneles utilizando métodos mecánicos 149
Estudio del comportamiento en estado fresco de hormigones autocompactantes reforzados con fibras de acero mediante el uso de bombeabilímetro 150
Digitalización de procesos de diseño y cálculo 151
Hormigón con materias primas secundarias: de los residuos de demolición a la reutilización de residuos industriales 152
Estrategias recientes de mitigación de la vibración inducida por vórtices en puentes 153
Influencia de la fisuración en el comportamiento de las zonas de anclaje 154
Revisión del estado del arte de la metodología para el estudio del efecto del viento en estructuras 155
Estudio de los efectos del viento en la torre Mohamed VI (250 m) mediante la integración de ensayos de modelos integral, seccional y de balanza 156
Diseño y desarrollo de un sistema de control de respuesta dinámica a viento sobre seguidor solar 157
Análisis modal experimental (EMA) y análisis modal operacional (OMA) en seguidores fotovoltaicos 158
Estudio de los efectos del viento para el Resort Tropical Islands en Halbe, Alemania 159
Estudio aerodinámico de la singular doble piel exterior del Museo Doctora Leila Mezian (Casablanca) 160
Influencia de la longitud de microfibras de carbono en el comportamiento mecánico y de fractura de un hormigón de muy alta resistencia 161
Connect4c: uniones de acero de alta resistencia para construcción circular 162
Análisis de integridad estructural de edificios patrimoniales: el caso de estudio del Hospital Real, Granada 163
Utilización de áridos siderúrgicos en hormigones de protección radiológica para aplicaciones estructurales 164
The effect of confining forces on the resistance of Headed bars in tension in Reinforced Concrete Elements 165
Ensayos de un muro antiexplosivos: el proyecto MADEX 166
Modelado de tirantes armados de hormigón de muy alto rendimiento 167
Estudio de los efectos del viento sobre la Envolvente arquitectónica y cubierta retráctil del nuevo estadio Santiago Bernabéu, Madrid 168
Design of Concrete Overlay According European Standard EOTA TR066 169

Nuevos métodos y herramientas para el cálculo de uniones en estructuras ... 170
Evaluación de la variación en las posiciones óptimas de instrumentación en puentes peatonales atirantados bajo diferentes condiciones geotécnicas ... 171
Patologías asociadas a la calidad del hormigón utilizado en estructuras portuarias ... 172
La importancia de la puesta en obra de espaldones de diques ... 173
Influencia de las condiciones de curado en las propiedades de autoreparación en bio-morteros ... 174
Aspectos tecnológicos, estructurales y constructivos de forjados de hormigón termoactivos (TABS) ... 175
Section Calculation for Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Bending, Shear and Torsion ... 176
Shear Capacity of Reinforced Concrete Members With Shear Reinforcement Inclined More Than 90° ... 177
Alternativas al empalme por solape en armaduras: ventajas técnicas de los manguitos roscados ... 178

6. **Realizaciones. Edificación** ... **179**

Edificio "The Cloud" en los Jardines de Médongaule, en Corea del Sur ... 180
Nueva cubierta del Estadi Mallorca Son Moix ... 181
Estación provisional durante la remodelación de la nueva estación de Atotxa en Donostia-San Sebastián ... 182
Actuaciones estructurales acometidas en la reforma del estadio Santiago Bernabeu ... 183
Losas postesadas en edificación en altura. Singularidades en diseño y ejecución ... 184
Hospital Sangre Grande en Trinidad y Tobago. Un hospital europeo en el Caribe ... 185
Construcción de la cubierta no singular en la estación de la Sagrera (Barcelona) ... 186
Proceso constructivo de la cubierta singular de la estación de la Sagrera (Barcelona) ... 187
Installation of the Hypogeum Top Slab and the Grass Try N°6 at Bernabeu Stadium, Madrid - Spain ... 188
Desafíos externos en el diseño de estructuras de madera: una revisión integral basada en la experiencia de Sener ... 189
Estructura del Roig Arena en Valencia. Cubierta y fachada ... 190
El sistema constructivo "top down": Ejecución de un edificio residencial plurifamiliar con parking robotizado sito en calle Fco de Ricci 13 de Madrid ... 191
Diseño de estructuras singulares frente a viento. El pabellón de España en la Expo de Dubái ... 192
Estructura del Roig Arena en Valencia. Cimentación y edificio del graderío ... 193
Estructuras de madera en grandes equipamientos publicos. El caso del centro escolar y medico educativo en Orly ... 194
Ampliación y reforma del Museo de Bellas Artes de Bilbao ... 195
Ampliación de Torres Colón. Una remonta por un enchufe y unos vestíbulos colgados ... 196
Proceso constructivo de la Torre Ikon en Valencia ... 197
Medios auxiliares y aspectos constructivos de la reforma integral de las Torres de Colón en Madrid ... 198
Asistencia técnica a las obras del nuevo intercambiador de transportes de Valdebebas, en Madrid ... 199
Las 6 terminales de la ampliación del ferrocarril suburbano. Ruta Lechería-Aifa en México ... 200
Soluciones con acero activo en la remodelación integral de Torres Colón ... 201
La nueva cubierta del estadio El Sadar, del club Atlético Osasuna ... 202
Diseño de las estaciones elevadas de la línea 3 del metro de Panamá ... 203
Edificio hotelero para The Social Hub en Madrid ... 204
Museum of World Cultures, el edificio icónico del nuevo Royal Art Complex (Riyadh) ... 205
Diseño de las estaciones elevadas de la red de monorraíl de El Cairo ... 206
Diseño estructural de la estación Villa Zaita de la extensión de la línea 1 del metro de Panamá ... 207
Estudio de alternativas al sistema de aislamiento de base del edificio IFMIF-DONES en Escúzar (Granada) ... 208
Torres Martiricos ... 209
Estación de autobuses en Logroño ... 210
Nueva sede Cajamar (Almería) ... 211
Torres B y C del Edificio Oeste del Estadio Santiago Bernabéu ... 212
Hospitales de Parral y Constitución. Chile ... 213
Edificio de oficinas c/ Quintanadueñas, Madrid ... 214
Corona del Edificio Oeste del Estadio Santiago Bernabéu ... 215

Torres del río, Málaga ... 216
Viga Museo del Edificio Oeste del Estadio Santiago Bernabéu ... 217
Terminal "Heliosflora" del metro de Granada ... 218
XS. Proyectos de pequeña escala en acero, hormigón y madera ... 219
Edificios de estructura suspendida. Evolución en España y en el ámbito internacional ... 220
Edificio multifuncional en la calle Fúcar nº6 y Costanilla de los Desamparados nº15 (distrito centro) Madrid ... 221
Principios de diseño de la nueva estructura de las Torres Colón ... 222
Proceso constructivo del refuerzo del núcleo y su cimentación de las Torres Colón ... 223
Proceso constructivo del nuevo núcleo de ascensores en Torres Colón ... 224
Facultad de Medicina y Ciencias de la Salud de la Universidad de Chipre (Nicosia) ... 225
Cubierta X-Madrid ... 226
The Reserve (Gibraltar) ... 227
El Halo, un nuevo ascensor urbano y pasarela en Vigo ... 228
Diseño de un hospital con aislación sísmica en Sullana, Perú ... 229
Proyecto estructural de obra nueva Markham College Ecosystem, Lima, Perú ... 230
Proyecto y obra de un hospital y un laboratorio en Gambia ... 231
Reforma del Estadio Santiago Bernabéu (Madrid). Nuevo Edificio Este ... 232
Reforma Estadio Santiago Bernabéu. Estructura soporte de fachada ... 233
Reforma Estadio Santiago Bernabéu. Estructura soporte del videomarcador ... 234
Formas geométricas y escultóricas en los edificios del Royal Arts Complex de Riyadh. Los ejemplos del National Theatre y del Auditorium ... 235

7. **Realizaciones. Obra Civil** ... **236**

Innovadoras dovelas capaces de puentear cargas temporales y permanentes alrededor de las aberturas en los túneles TBM ... 237
Ampliación del metro de Estocolmo. Línea azul, desde Kungsträdgården a Södermalm, Söderort y Nacka ... 238
Modificación de proceso constructivo de estación subterránea metro Lima (Perú) para paso acelerado de tuneladora en vacío ... 239
TBM Peanut – Shaped Shaft of Silvertown Tunnel Project ... 240
Muros prefabricados de contrafuertes, vigas cantil prefabricadas y paneles de revestimiento en el canal de Deusto (Bilbao) ... 241
High speed 2 entre Londres y Birmingham. Túneles de Londres. Pozos de intervención y ventilación (y lanzamiento y extracción de las tuneladoras) ... 242
4.600 Years Old Ancient Pharaoh Khufu´S Solar Boat Transfer at Cairo – Egypt ... 243
Loud-Outs of 71 Gravity Bases Structures (Gbs) olf Fecapm Wind Offshore Farm. Poort of Le Havre - France ... 244
Installation of 89 Monopiles and their Complete Wind Turbines for the Frysland Wind Farm. Ijssel Lake - Holland ... 245
Victoria Road crossover box- pozo multisecante definitivo para doble túnel en el HS2 (Londres) ... 246
Pozo de contención temporal en forma de cacahuete para la desaladora Alkimos en Perth, Australia ... 247
Planta desaladora - fuente hídrica complementaria-Collahuasi, Chile ... 248
Estructura de reacción del metro de Vancouver ... 249
Vigas prefabricadas de techo plano para el túnel de La Avanzada en la BI-637 (Leioa) ... 250
Sistemas de instalación y O&M para torres eólicas de gran altura ... 251
Los Ángeles Effluent Outfall: primer túnel con dovelas prefabricadas pretensadas en Estados Unidos ... 252
Ampliación de plataforma en el desfiladero de la Hermida ... 253
Metro de Málaga. Actuaciones singulares en tramos Renfe-Guadalmedina y Guadalmedina-Atarazanas ... 254
Estaciones subterrâneas de metro construidas con pozos secantes –estación São Joaquim. Linea 6 metro São Paulo ... 255
Utilización de encofrado deslizante para pozos de gran diámetro ... 256
Hampton Road Bridge-Tunnel. Muelle provisional desmontable para descarga de piezas de pontona ... 257
Diseño de un nuevo muelle de hidrocarburos en la ría de Huelva-muelle sur (Tartessos) ... 258
Falso túnel para protección de desmonte. N-260 Congosto de Ventamillo – Campo ... 259
Diseño de un sistema de extracción de gas en el lago Kivu (Ruanda) ... 260
Diseño del sistema de amarre y cable dinámico de un prototipo de FOWT (Hivewind) ... 261

Aparcamientos subterráneos en el entorno del Estadio Santiago Bernabéu. Aparcamiento Castellana. Aparcamiento Padre Damián ... 262
Fully Load-Bearing Reinforced 3D Printed Concrete and its Application in Tor Alva, The World-Tallest 3D Printed Concrete Tower ... 263

8. **Realizaciones. Pasarelas** ... **264**

Pasarela atirantada de las Dos Castillas en Pozuelo de Alarcón (Madrid) ... 265
Pasarela sobre la M-508 en Pozuelo de Alarcón ... 266
Pasarela sobre el río Tajo en Trillo ... 267
Pasarela Malecón Checa sobre el río Rímac en Perú ... 268
Pasarela ignífuga en la calle San Ildefonso de Salamanca ... 269
Pasarela en banda tesa sobre el río Cervol en Vinaroz, Castellón ... 270
Pasarela peatonal en el enlace de Padre Anchieta de la autopista TF-5 en San Cristóbal de la Laguna, Tenerife ... 271
Pasarela peatonal desde el sector Roza Martín al casco urbano de Majadahonda, Comunidad de Madrid ... 272
Pasarela atirantada de Vidanta en Nuevo Vallarta, México ... 273
Pasarela Iñurritza: un cachalote en la playa de Zarautz ... 274
Pasarela en arco en celosía sobre la autovía A-6 en el nudo con la M-40 de Madrid ... 275
Pasarela y torre mirador del Cerro del Castillo (Chiclana de la Frontera). Aspectos singulares de diseño, cálculo y constructivos ... 276
Les Cèdres Footbridge Over the Geneva-Lausanne Motorway, in Chavannes-Près-Renens, Switzerland ... 277
Pasarela sobre la playa de vías de la estación de Mérida ... 278
Pasarela atirantada de Santullano sobre la A-66 en Oviedo ... 279
Calzadas flotantes de Chapultepec y de Chivatito en México D.F. ... 280
Proyecto del puente móvil giratorio peatonal y ciclable entre Baracaldo y Erandio (Bizkaia) ... 281
Nueva pasarela de acero inoxidable sobre el río Tirón en Haro (La Rioja) ... 282
Kangaroo Point Green Bridge Over the Brisbane River (Brisbane, Australia) ... 283
Nueva pasarela peatonal y ciclista y nuevo tablero en pasarela existente de la antigua impulsión de aguas residuales, sobre el río Tormes (Salamanca) ... 284
Pasarela sobre la A-2 en su entrada en Madrid ... 285

9. **Realizaciones. Puentes** ... **286**

Eficacia del atirantamiento tipo Nielsen en puentes arco no convencionales ... 287
Puente de Altzate sobre el río Oiartzun en Renteria ... 288
Comprobación sísmica de las cimentaciones profundas de los viaductos de acceso en el proyecto del cuarto puente sobre el canal de Panamá ... 289
Interventoría de la primera línea del metro de Bogotá ... 290
Construcción del puente General Arce (El Salvador) ... 291
Reconstrucción del puente sobre el río Tordera ... 292
Construcción del viaducto La Chorrera (Panamá) ... 293
Proyecto e ingeniería de construcción del puente mixto curvo empujado sobre el río Pinula ... 294
Viaducto Hernani-Astigarraga: primer y único puente atirantado de la red ferroviaria de Alta Velocidad española ... 295
Tren Maya (tramo 1): construcción del viaducto metálico de Boca del Cerro mediante pórtico de izado móvil ... 296
Puente Héroes del Chaco (Paraguay): empleo del sistema V-Shape® de VSL en estructuras de gran luz ... 297
Arco del nuevo puente de Alcántara en Cáceres. Particularidades del diseño y construcción ... 298
Viaducto de acceso al nuevo puente de Alcántara (Cáceres) ... 299
Puente atirantado Matlab Uttar – Gazaria en Bangladés ... 300
Puente móvil en Tappström (Suecia) ... 301
Puentes integrales en Irlanda y Reino Unido ... 302
Viaducto de Baker - Diseño constructivo del nuevo viaducto para la línea ferroviaria Transpenina ... 303

Empuje del tablero metálico del puente de Bagebi en Georgia 304
Empuje de los viaductos mixtos de los Arejos - Níjar 305
Dos pasos superiores integrales con fuerte esviaje sobre la AP-8 en Irún 306
Estructuras junto al aeropuerto de Luqa en Malta 307
Diseño conceptual y proyecto del nuevo puente del Quisi en Benissa, Alicante 308
Proyecto de puentes esviados de vigas super-T para la circunvalación M80 Ring Road en Melbourne 309
Diseño de pilas macizas esbeltas para viaducto mixto en Noruega según metodología Eurocódigo 310
Puente de la Concordia: proceso constructivo 311
Puente de la Concordia: maniobra de gateo y traslación 312
Puente giratorio de Tappström (Estocolmo, Suecia). Adaptación, diseño y construcción del tablero metálico 313
Replacement of Two Bridges of Chagall Project. Paris – France 314
Conceptual Design of a Bridge Replacement Over the Swan River in Fremantle (Perth). First Cable Stayed Precast Segmental Bridge in Australia 315
Nuevo puente destinado a la restitución de la calzada de la autopista GC-1 (Gran Canaria), afectada por un derrumbamiento 316
Proyecto del puente atirantado sobre el río Tahuando en Ibarra (Ecuador) 317
Criterios para el dimensionamiento de diafragmas antidistorsión 318
Nuevo puente de ferrocarril de Boca del Cerro en el tren Maya. Concepción y proyecto 319
Puente Max Hongler sobre el río Mantaro 320
Nuevo puente arco singular de la Concordia en Valdebebas 321
Construcción del viaducto del Quisi 322
Tres grandes viaductos mixtos en el tramo 1 del tren Maya: Tenosique, Candelaria y Escárcega 323
Analysis and Structural Behaviour of a Precast Segmental Cable Stayed Bridge Over the Swan River in Fremantle (Perth, Australia) 324
Aparatos de aislamiento sísmico en el viaducto de Alhama 325
Instalación de tirantes en el puente Comuneros II en Huancayo (Perú) 326
Seis puentes mixtos en la duplicación de la N-220 en Manises (Valencia) 327
The New City Bridge of Drammen (Norway) 328
Puentes en la obra A465 Heads of the Valleys (Gales) 329
Puente de Taf Fawr en la obra A465 Heads of the Valleys (Gales) 330
Proyecto y ejecución técnica del puente postesado sobre la rambla del Vínculo en Roquetas de Mar, Almería 331
Viaducto sobre el río Neris para la alta velocidad de Lituania 332
Puentes mixtos en la E6RV en Noruega 333
Viaduto de Sto. Ovídio: Proceso constructivo 334
El viaducto mixto de Huixtla en la línea K en México 335
Nueva pila del acueducto PSA 101 sobre la AP68 en Bilbao 336
Puentes mixtos especiales con sección en U línea Z, México 337
Viaducto ferroviario mixto 3 del nuevo tren interurbano México-Toluca. Concepción y proyecto 338
El viaducto de Sabiñánigo en la A-23, el récord mundial de autocimbra. Concepción y proyecto 339
La estructura de la I35 North East expansion en San Antonio, Texas. Tramo central-sur 340
Aspectos constructivos de las cimentaciones del puente atirantado de Pattullo (Canadá) 341
Prefabricación en los viaductos ferroviarios del libramiento de Campeche 342
Ejecución del nuevo puente de Boca del Cerro en el tren Maya 343
Análisis de alternativas para minimizar el riesgo de colapso de pasos superiores por el impacto de vehículos ferroviarios cuando estos descarrilan 344
Obras de demolición, consolidación y construcción del puente sobre el río Perales en el P.K. 48+700 de la carretera M-510 en Aldea del Fresno 345
Diseño de estructuras para calzadas elevadas en el proyecto I -35 NEX central 346
Estructuras del segmento S3 del proyecto de ampliación de la autopista I 66 347
Análisis dinámico para la rehabilitación del puente atirantado Jesús Izcoa Moure, en Naranjito -Puerto Rico- 348
Demolición parcial, rehabilitación y construcción de un nuevo tramo del viaducto de la calle Pedro Bosch en Madrid 349
Viaducto Conagua en el tren interurbano México-Toluca 350

Puente de la Concordia: ejecución de la estructura metálica 351
Puente de ferrocarril sobre el río Biobío diseño sísmico mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo 352
Rotonda elevada Allerru: silueta inspirada en la ley de momentos flectores 353
Puentes carreteros en los accesos al aeropuerto Felipe Ángeles, México 354
Nuevo puente río Barranca en Costa Rica. Construcción acelerada en zonas de alta demanda sísmica 355
Control remoto del montaje del puente atirantado de Nanay 356
Puente sobre el río Urumea en el P.I. de Epele 357
Estudio comparativo de los 2 sistemas principales de recogida de la acción sísmica longitudinal empleados en los viaductos ferroviarios de los tramos Níjar-Andarax y Pulpí-Vera del corredor mediterráneo 358
Viaducto Rambla Portuaria Montevideo 359
Estructuras en los nuevos accesos a la ampliación sur del puerto de Barcelona. Fase 2 360
Puente Gordie Howe. Sistema de tirantes con prestaciones de protección especiales 361
High-Speed Railway(UK). Duddeston Junction Viaduct. Design Challenges 362
El reto de diseñar y ejecutar cientos de puentes ferroviarios isostáticos en tiempo récord en la Línea K en México 363
Proyecto puente Las Truchas (México) 364
Construcción puente Las Truchas (México) 365
Viaductos sobre los Arroyos Zabaleta-Larrazabal y Kinatoi 366
Reconstrucción Puente de Santa Marta (Pontearnelas) 367
Viaducto Torre Chiapas en Tuxtla Gutiérrez, México 368
Hampton Road Bridge-Tunnel. Prefabricados con pretensado resistente a la corrosión 369
Construcción del nuevo puente sobre el río Tajo en Alcántara 370
Ingeniería de construcción del puente SR-43. Un bowstring en el ferrocarril de alta velocidad de California 371
Puente Cumbre Vieja en la isla de la Palma. Aspectos constructivos relevantes 372
Seis puentes mixtos en la N-220 en Manises (Valencia): aspectos constructivos relevantes 373
Proyecto de construcción viaducto Mesón de Calvos 374
El nuevo puente de Pooley. Cómo diseñar en colaboración con los futuros usuarios 375
Ampliación de los puentes del segmento 2W de la North Texas Expressway. Hurst & Bedford, Texas 376
Viaducts in the Etihad Rail Network Abu Dhabi and Dubai, UAE 377
Viaducts in the Armadale Line Upgrade Project 378
Causeway Bridges Across Swan River, in Perth (Australia) 379
Diseño de subestructura de los viaductos para la L.A.V. Murcia-Almería. Tramo: Lorca-Pulpí 380
Elementos estructurales singulares y proceso constructivo del nuevo puente móvil de desplazamiento vertical en la isla de Pamban, en India 381
Gordie Howe International Bridge – descripción general del proyecto 382
Puente internacional Gordie Howe – cierre en clave del puente atirantado 383
Gordie Howe International Bridge – viaductos de aproximación 384
Viaductos del Pago de Enmedio, Sevilla 385
Puente Colimes sobre el río Daule en Guayas, Ecuador 386
Puente Chamorro sobre el río Matagente en Ica, Perú 387
Aspectos relevantes de la construcción del puente atirantado entre las islas de Cebu y Mactan (Filipinas) 388
Diseño y construcción del puente Boquerón en el corredor Rumichaca – Pasto, Colombia 389
Puente atirantado Huallaga sobre el río Huallaga, Perú 390
Diseño nuevo puente de ferrocarril sobre el río Biobío, en la ciudad de Concepción, Chile 391
New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA). Erection Engineering of the World's Longest Span Precast Segmental Bridge 392
New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA). Geometry Control of the World´s Longest Span Precast Segmental Bridge 393
Nuevo viaducto Barranco de la Bota (N-232). Diseño y construcción 394
Puente arco del Este (East Bridge) sobre el río Jiangxi en Chengdu, China 395
Gordie Howe International Bridge – construcción del tramo atirantado (torres y tablero) 396
Gordie Howe International Bridge – construcción de los vanos de retenida del tramo atirantado 397
Proyecto y construcción del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser 398

Proyecto de sustitución del puente de Pattullo: viaducto de aproximación norte ... 399
Aspectos particulares del proyecto del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser ... 400
Diseño y construcción del puente atirantado de Danjiang en Taiwán ... 401
Parametrización de tres prototipos de puente vial ... 402
New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA). Global Structural Analysis of The World's Longest Span Precast Segmental Bridge ... 403
New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA). Local Structural Analysis of The World's Longest Span Precast Segmental Bridge ... 404
Thame Valley - viaducto DFMA para HS2 en el Reino Unido ... 405
Viaducto de Zumelegui. LAV Vitoria – Bilbao – San Sebastián: tramo Elorrio – Elorrio ... 406
Puente bioceánico entre Paraguay (Carmelo Peralta) y Brasil (Porto Murtinho) ... 407
Viaductos de Bolintxu. Diseño ... 408
Viaductos de Bolintxu. Proceso constructivo ... 409
Viaducto atirantado de alta velocidad en Hernani ... 410
Estructuras de acceso al puerto de Santander ... 411
Puentes móviles de El Ferdán (Ismailia, Egipto) ... 412
Diseño del viaducto elevado de la ampliación de la Millennium Line en Vancouver ... 413
Puente integral sobre el río Pisueña entre Vega de Villafufre y Saro (Cantabria) ... 414
Paso superior sobre la AP-68, singular estructura de doble acción mixta de 90 m de luz con pila rotulada en su base y sección no simétrica ... 415
Composite Dowel Bridges in Western Australia ... 416
Ponte Ferreirinha sobre el río Duero en Oporto ... 417
HS2. Sección C23. Soluciones estructurales adoptadas y aspectos relevantes del proyecto ... 418
Viaducto de la Garra del Jaguar: proyecto y proceso constructivo ... 419
El nuevo puente de La Pedrera sobre el río Alberche y la musealización de la ruina del existente ... 420
Puente internacional "Gordie Howe" – Proyecto del puente principal atirantado ... 421
Puente Internacional "Gordie Howe" – Torres, pilas y cimentaciones: proyecto e ingeniería de construcción ... 422
Puente internacional Gordie Howe – Proyecto del tablero del puente principal ... 423
Puente internacional Gordie Howe – Ingeniería de construcción de la superestructura: proyecto y control ... 424
Homogenización en los viaductos ferroviarios del tramo 5 sur del tren Maya ... 425
Puentes de luces no convencionales para monorraíl ... 426
Arco de Pardais. Línea de alta velocidad Évora-Elvas (Portugal) ... 427
Ejecución puente ferrocarril sobre el río Biobio en Concepción (Chile) ... 428
Proyecto del viaducto mixto sobre el arroyo de los Feos en la LAV Murcia- Almería ... 429
Empuje del tablero del viaducto mixto sobre el arroyo de los Feos en la LAV Murcia-Almería ... 430
Algunos diseños estructurales singulares para los puentes del proyecto de ampliación de la autopista I-35 NEX central (San Antonio, Texas) ... 431
Transport and Installation of New Verbindingsbrug Bridge. Zeebrugge –Belgium ... 432

10. **Rehabilitación. Edificación** ... **433**

Preservation, Reuse and Expansion of Building Structures: a Swiss Perspective ... 434
Sustitución integral de un paño de forjado dañado en el aparcamiento del Bilbao Exhibition Centre (BEC) en Bilbao ... 435
Sistemas provisionales para apeo de muros de fábrica con pies derechos de madera ... 436
Descenso sincronizado de dos edificios completos con gatos hidráulicos ... 437
Análisis de los daños provocados por el incendio del encofrado de la losa de fondo de un depósito de gas licuado ... 438
Análisis de la calidad del hormigón de una estructura existente. Aplicación al antiguo mercado de frutas y verduras de Legazpi ... 439
Refuerzos estructurales frente a cortante y punzonamiento en forjados bidireccionales de hormigón armado de edificios destinados a uso residencial ... 440
Roof-level Retrofitting Beams to Prevent Progressive Collapse: a Study on Their Effectiveness in a Steel Building ... 441
Recalce de cimentación de la Casa del Labrador de Aranjuez ... 442

Modificación estructural del subsuelo de las instalaciones de Roland Garros para la creación del museo del tenis y de un auditorio 443
Intervenciones estructurales en la rehabilitación de la Puerta de Alcalá (Madrid) 444
Estudio de las causas del colapso de una cubierta de grandes dimensiones 445
Análisis de una estructura histórica de D. Ildefonso Sánchez del Río: el Palacio de los Deportes de Oviedo 446
Estación de Chamartín. Refuerzo de vigas y forjados existentes 447
Actuación de emergencia de apeo y proceso de desmontaje controlado de la cubierta accidentada de la nave del CEPYC-CEDEX 448
Fallo a punzonamiento de un forjado bidireccional en Zaragoza 449
Rehabilitación integral de un edificio histórico en Santander 450
Faro Santander: transformación de la sede histórica del Banco Santander en Paseo Pereda en Espacio Cultural 451
Remodelación del edificio Metrópolis en Madrid 452
Reforma del aparcamiento del edificio Teatro de la Música para el proyecto del edificio Fontán en la Ciudad de la Cultura de Galicia 453

11. **Rehabilitación. Obra Civil** **454**

Proyecto de refuerzo y ampliación del puente sobre el río Llobregat en Sallent 455
Proyecto de refuerzo y reparación del puente metálico de la Feixa Llarga 456
Rehabilitación del viaducto de Osormort en la C-25 457
Puente Centenario (Panamá): limpieza e inspección robotizada con IA de los tirantes y medición no intrusiva de sus fuerzas 458
Ampliación del puente Nuevo de Alcántara en Toledo 459
Problemas de fatiga en puentes metálicos de carretera que no fueron diseñados frente a la misma. Estudio de los daños detectados en el puente situado en la Avda. Thumamah, en Riyadh (Arabia Saudí) 460
Reparación del puente Santa Bárbara sobre el río Cidacos en la carretera LR-286 en Enciso (La Rioja) 461
Desmontaje del puente Joaquín Costa - Francisco Silvela (Madrid) 462
Acondicionamiento sísmico de puentes convencionales 463
Análisis del fallo de estabilidad del cordón superior de una celosía metálica de principios del s. XIX. Aplicación en el estudio forense del colapso del puente 464
Proyecto de remodelación de la plaza de España de Madrid: adecuación estructural para nuevos usos del paso superior de la cuesta de San Vicente y de la cubierta del aparcamiento de la plaza 465
Concepción y proceso constructivo del refuerzo dispuesto en el tablero del viaducto del Guiniguada, en la autopista de circunvalación GC-3 de Las Palmas de Gran Canaria 466
Reparación y rehabilitación del puente Galcerán, en el barranco de Santos (Santa Cruz de Tenerife) 467
Rehabilitación de un puente de fábrica en la provincia de Toledo afectado por un descenso de pila 468
Sustitución de 4 tirantes incendiados en el puente Vasco de Gama en Lisboa 469
Rehabilitación de la pasarela atirantada de Marques de Zafra, sobre la M-30, en Madrid 470
Ampliación y refuerzo del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional 32 471
Actuación de emergencia en el viaducto sobre el río Blanco, situado en Pk 156/500 de la LAV Madrid-Barcelona-Figueres 472
Inspección, reparación y rehabilitación de puentes y pasarelas. Una visión global 473
Rehabilitación de las pasarelas de Can Grau y Molí d'en Fontanet sobre el río Ripoll en Sabadell 474
Actuaciones de rehabilitación en el puente de Deusto en Bilbao 475
Diversas patologías en hormigón pretensado. Diagnosis, análisis y toma de decisiones 476
Patologías y sustitución de los sistemas de contención de vehículos en estructuras 477
Obras de reparación del viaducto de la M-40 sobre el río Manzanares y la carretera de El Pardo 478
Obras de sustitución de aparatos de apoyo en el viaducto de Requejo en el P.K. 92+800 de la A-52 479
Obras de reparación de las estructuras de la carretera N-630 entre los PKs 87+900 y 96+100 (Puerto de Pajares) 480
Proyecto de reparación y acondicionamiento del puente histórico de Puente del Río (Almería) 481
Obras de reparación y sustitución parcial del tablero del viaducto de Ruitelán en el P.K. 424+000 de la A-6 482
Rehabilitación del puente metálico sobre el río Jándula 483
Diseño de medios auxiliares para el repintado del puente-viaducto de Requejo (Puente de Pino) 484
Rehabilitación del puente de Palma del Río 485
Obra de emergencia para sustitución del vano nº30 del puente José León de Carranza sobre la bahía de Cádiz 486

Rehabilitación del viaducto del Barranco del Caballar en la variante de Almería ... 487
Reparación de emergencia del pantalán sur de DECAL del puerto de Huelva ... 488
Rehabilitación del puente de Mendaro ... 489
Sustitución de tirantes puente Edgar Cardoso en Figueira da Foz (Portugal) ... 490
Sustitución de los tirantes del puente Santa Rosa en Bolivia ... 491
Reparación Puente de Mondariz ... 492
Mejora y rehabilitación del puente de Villa del Río sobre el río Guadalquivir en la carretera A-3101 (Córdoba) ... 493
Restauración del puente de Villamanta sobre el arroyo Grande tras la DANA de septiembre de 2023 ... 494
Comportamiento dinámico en juntas transversales de estructuras tipo pérgola. Patologías observadas en la estructura PK 1+900 de la autovía A-8. ... 495
Diagnosis del paso superior Joaquín Costa – Francisco Silvela. Madrid, 2020 ... 496
Reparación y refuerzo del puente sobre el río Urola de la línea de ETS Bilbao-San Sebastián en Zumaia P.K. 79/036 ... 497
Refuerzo del puente de la ronda de Pamplona, PA-30, P.K. 0+300, situado sobre la AP-15 ... 498
Demolición y reconstrucción del tablero del paso superior sobre la M-300 en el PK 28+900. Alcalá de Henares ... 499
Un proyecto singular de rehabilitación y aislamiento sísmico: el viaducto Yarumo Blanco en Cordillera Central. Colombia ... 500
Rehabilitación del puente arco de Ribera de Taganana (1934) en San Andrés, Tenerife ... 501
Reacondicionamiento puente 8 Colombia: sustitución de apoyos elastoméricos por apoyos pendulares ... 502
Sustitución de apoyos de las pilas P1, P3 Y P7 en el viaducto de Istmo L.A.V. Madrid Valencia ... 503
Reparación y refuerzo de puente histórico (proyecto de 1961 por José Antonio Torroja, sistema Barredo) mediante pretensado exterior y fibra de carbono ... 504
Estructura integral postesada para puenteo de bóvedas de fábrica ... 505
Implantación de sistemas de contención en estructuras existentes. Problemáticas, soluciones y nuevos retos ... 506
Reparación de puentes de fábrica. Conservación del patrimonio histórico ... 507
Patologías estructurales en tableros sección cajón de dovelas prefabricadas con pretensado no adherente ... 508
Sustitución de pretensados verticales en viaducto de la A-67 sobre Canal de Castilla, Frómista (Palencia) ... 509
Sustitución de tirantes de la pasarela de Marqués de Zafra (Calle 30, Madrid) ... 510
Ampliación de la N-260 Congosto de Ventamillo – Campo mediante voladizos parcialmente prefabricados ... 511
Rehabilitación de estructuras de Madrid. Entorno exigente, tipologías variadas y actuaciones ... 512
Depósito de la Florida (Portugalete). Refuerzo de estructura circular mediante postesado exterior ... 513
Fallo por rasante en juntas frías en vigas prefabricadas. La necesidad de sustituir varios tableros de la A-4 en las proximidades de Córdoba ... 514
Auscultación y sustitución de tendones de pretensado del viaducto de Río Blanco en la línea de AV Madrid-Barcelona ... 515
Rehabilitación integral del viaducto de San Martín en Ortigosa de Cameros (La Rioja) ... 516
Consolidación y restauración con anastilosis del arco de piedra del puente Mantible de Logroño (La Rioja) ... 517
Ampliación de tableros de mediante elementos prefabricados y adecuación de sistemas de contención en puentes de fábrica ... 518
Rehabilitación de depósito de fangos. Papelera Guipuzcoana de Zikuñaga S.A., Hernani (Guipúzcoa) ... 519
Experiencias en el desarrollo de procedimientos de reparación de estructuras marítimas de hormigón ... 520

AUSCULTACIÓN

Detección de fallos estructurales en tuberías de hormigón mediante monitorización acústica distribuida (DAS) de fibra óptica de fácil instalación



Figura 1. Vista general del tramo de conducción experimental.



Figura 2. Configuración del ensayo de aplastamiento del tubo de hormigón armado.

Lisbel RUEDA-GARCÍA
Dra. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Investigadora Posdoctoral
lisruega@upv.es

Daniel TASQUER-VAL
Gdo. Ing. Electrónica Industrial y Automática
Universitat Politècnica de València
Técnico Superior de Laboratorio
datasval@upv.es

Medardo HERNÁNDEZ
MSc. Ing. Civil
CalSens S.L.
Analista de Proyectos
mhernandez@cal-sens.com

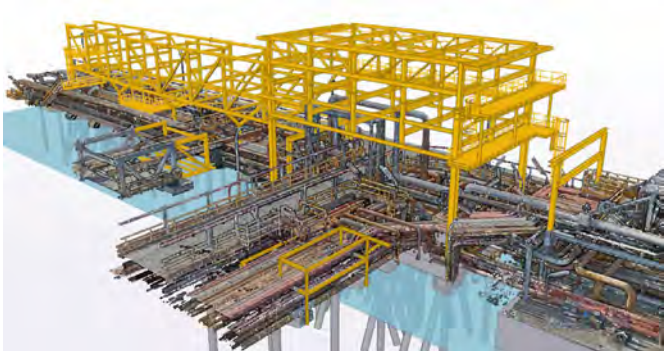
Pedro A. CALDERÓN
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
pcaldero@upv.es

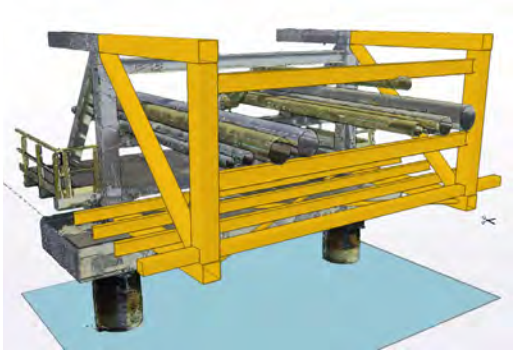
Palabras clave: monitorización, DAS, fibra óptica, tubería, hormigón, ensayo de campo, aplastamiento, fallo estructural.

Resumen

El estrés hídrico debido a la sequía subraya la necesidad de reducir pérdidas de agua, especialmente en redes de suministro de agua potable. Una manera de lograrlo es mejorando los sistemas de monitorización de tuberías para la detección temprana de posibles fallos estructurales. Las tuberías de hormigón armado y pretensado son habituales por su durabilidad y fiabilidad. No obstante, los asientos del terreno, la corrosión de armaduras o el incremento de cargas sobre la conducción pueden provocar roturas estructurales. Este artículo presenta la investigación experimental realizada para analizar la capacidad de un sistema de sensado acústico distribuido (DAS) de fibra óptica de localizar la aparición de daños estructurales por aplastamiento en tuberías de hormigón. El DAS empleado se distingue por su fácil instalación, ya que consiste en un cable de fibra óptica robusto extendido en el interior de la tubería sin necesidad de fijaciones. Estos sistemas son empleados, aunque de forma incipiente, para detectar fallos como fugas de agua o rotura de armaduras pretensadas. No obstante, hasta ahora, no se han empleado para la detección de otros tipos de rotura estructural. Para la ejecución de los ensayos se construyó en campo un tramo de tubería experimental de grandes dimensiones (1 m de diámetro y 40 m de longitud) lleno de agua. Los ensayos consistieron en el aplastamiento de dos tuberías de hormigón pretensado y una de hormigón armado mediante un gato hidráulico (Figuras 1-2) para provocar la aparición de fisuras y otros tipos de rotura en los tubos. Para contrastar los resultados del DAS, se emplearon otros instrumentos de monitorización como transductores de desplazamiento y cámaras fotográficas. Las señales acústicas fueron preprocesadas y analizadas. Se demostró que el sistema es capaz de distinguir la aparición de ciertos daños en la conducción y su localización.

Escaneo láser de estructuras existentes previamente a nuevas actuaciones





Francisco Javier MARTÍNEZ LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com

Luis Manuel DELGADO DELGADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero de Proyectos
lmdelgadode@acciona.com

Julián VALLEJO LUNA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero de Proyectos
juvallejol@acciona.com

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Palabras clave: ampliación estructuras, escáner láser, nube puntos, digitalización, modelo 3D, monitorización.

Resumen

Acciona Ingeniería está desarrollando un proyecto constructivo para añadir unas nuevas estructuras metálicas al rack de tuberías de una gran instalación industrial ubicada en la costa de España y que data del año 1969. Desde su construcción el rack de tuberías, soportado en un pantalán, ha ido creciendo para dar cabida a más líneas de productos y así adaptarse a las cambiantes necesidades de producción.

Una cosa es lo que dice un plano, ya sea de *construcción* o *as-built*, sobre lo que debería existir en un emplazamiento, y otra muy diferente lo que *realmente existe* in situ. Entre la planificación y la ejecución pueden ocurrir cambios sobrevenidos que no quedan registrados, especialmente en estructuras antiguas como es este caso.

La relación coste-beneficio de llevar a cabo escaneos láser en estructuras en las que se va a actuar con posterioridad suele ser muy ventajosa, especialmente en fases tempranas de diseño. Esta herramienta permite identificar con antelación posibles interferencias asociadas a tolerancias de ejecución, elementos realmente existentes no previamente documentados, ubicación final de instalaciones ejecutadas posteriormente, etc.

Esta tecnología presenta ventajas e inconvenientes, entre los que destacan:

- Proporciona mediciones precisas y detalladas, del orden de milímetros.
- Permite ahorros de tiempo muy significativos en la *captura de la realidad*.
- Reduce costes al facilitar la comprensión de la estructura existente.
- Aumenta la seguridad de las personas al no ser necesario acceder a todos los sitios donde haya que tomar medidas.
- Produce grandes cantidades de datos digitales que han de ser manejados con software y hardware avanzado.
- Requiere una calibración y ejecución cuidadosa para garantizar resultados precisos.

Una vez *capturada la realidad*, sobre la nube de puntos resultantes puede diseñarse la actuación estructural futura con precisión y sin riesgo.

Monitorización de la corrosión en continuo de estructuras de hormigón armado: casos de estudio, resultados y análisis de los datos obtenidos



Figura 1. Diagrama de vida útil de estructuras de hormigón. Mantenimiento predictivo.



Figura 2. Localización de las estructuras monitorizadas en España.

Nuria REBOLLEDO RAMOS
Ingeniero Químico
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC
Investigador
nuriare@ietcc.csic.es

Julio TORRES MARTÍN
Dr. Ingeniero de Materiales
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC
Investigador
juliotorres@ietcc.csic.es

Antonio SILVA TOLEDO
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC
Técnico
a.silva@ietcc.csic.es

Javier SÁNCHEZ MONTERO
Dr. Ingeniero Químico. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC
Científico
javier.sanchez@csic.es

Palabras clave: durabilidad, mantenimiento de estructuras, monitorización, corrosión, vida útil.

Resumen

Más del 70% de las estructuras de hormigón armado a nivel mundial sufrirán problemas prematuros por corrosión, lo que ya en 2007 suponía, solo en Europa, unas pérdidas anuales de 40.000 M€/año. Cifra que irá en ascenso, en tanto que, estas estructuras cada vez tendrán mayor antigüedad.

A pesar del gran esfuerzo que se está realizando por diseñar estructuras más durables, la heterogeneidad de los hormigones, la puesta en obra y la dispersión de los parámetros tenidos en cuenta en los actuales modelos de vida útil, deriva en grandes incertidumbres que hacen complicado conocer el comportamiento real y futuro de las estructuras de hormigón armado respecto a su durabilidad.

En esta investigación se han instalado sensores capaces de monitorizar en tiempo real parámetros de corrosión, resistividad del hormigón de recubrimiento y emperatura de una viga con cloruros expuesta al clima de Madrid. Tras más 1 año de monitorización,recopilando datos de potencial y velocidad de corrosión, resistividad del hormigón de recubrimiento, temperatura y cantidad de lluvia, se ha podido observar la influencia del clima sobre la cinética de corrosión y cuantificar, de forma precisa, en el propio elemento de estudio, la pérdida de sección de la armadura debido a la corrosión.

Identificación de puentes afectados por reacciones árido-álcali. Estrategias de actuación



Figura 1. Fisuración longitudinal masiva de losa de hormigón postesado (fisuras inyectadas y selladas).

Gonzalo ARIAS HOFMAN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
Director Sistemas, Tecnología e Investigación
gah@inesingenieros.com

José OLIVAS RUIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
Jefe de Proyecto
jor@inesingenieros.com

Ignacio CASTRO GALLARDO
Ingeniero Civil
INES Ingenieros
Ingeniero de Proyecto
icg@inesingenieros.com

Andrés F. BONILLA MIELES
Doctor en ingeniería de las estructuras, cimentaciones y materiales
INES Ingenieros
Ingeniero de Proyecto
afbm@inesingenieros.com

Abelardo DE LA PARRA DÍAZ
Licenciado Ciencias Ambientales
INES Ingenieros
Ingeniero de Proyecto
apd@inesingenieros.com

Palabras clave: árido-álcali, puente, deformación, fisuras, módulo de elasticidad, impermeabilización.

Resumen

En los últimos 10 años estamos asistiendo en ciertas regiones de España a una proliferación de casos de puentes de hormigón que tienen que ser demolidos o que sufren importantes intervenciones motivados por una misma causa, las reacciones árido-álcali en el material principal (hormigón) y con unas derivaciones en forma de corrosión y rotura de las armaduras activas o pasivas. En este artículo se expone una estrategia global para identificar los casos, caracterizarlos y plantear diferentes actuaciones sobre ellos.

Hay una primera cuestión relevante, y es si la formación de las personas encargadas de detectar este problema en una etapa incipiente, los inspectores de puentes, es la adecuada o se requiere un refuerzo del conocimiento necesario y cuál debería ser.

En segundo lugar, en base a la experiencia adquirida por los autores en numerosos casos analizados, se propone una metodología que permita seleccionar los trabajos necesarios para acertar con el diagnóstico de forma que se puedan identificar estos casos en un conjunto amplio de posibles pacientes.

Por último, se plantean las medidas paliativas ejecutadas con éxito en los últimos años en una serie de puentes, con alcances muy diferentes en función de la situación de cada puente.

Además de presentar en el artículo resultados y casos concretos, se pueden avanzar algunas líneas de futuro. Aunque esta patología se ha manifestado en unas zonas geográficas bastante concretas en el ámbito español y en unas tipologías estructurales determinadas, la estrategia propuesta puede ser aplicada en otras situaciones para seguir acotando con mayor precisión la problemática. Asimismo, el seguimiento de las actuaciones realizadas mediante una auditoría continua de los casos tratados, permitirá verificar si las decisiones tomadas hasta la fecha han sido adecuadas (salvo en el caso de los puentes demolidos, que ya no nos ofrecen esta posibilidad).

Evaluación de sensores de bajo coste LARA para la monitorización de deformaciones en puentes durante pruebas de carga estática



Figura 1. Realización de prueba estática en el puente de acceso ferroviario a la Terminal T1 del Aeropuerto Josep Tarradellas Barcelona-El Prat.

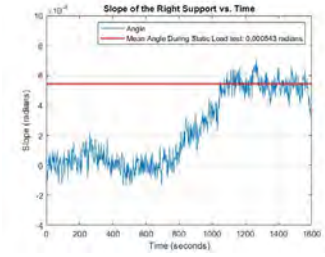


Figura 2. Giro del apoyo derecho del puente vs. tiempo calculado para LARA.

Erika DELGADO
Máster en Ingeniería Estructural
Tunnel and Bridge Technologies
Ingeniera
erika.delgado@tbtechno.com

Seyedmilad KOMARIZADEHASL
Phd
Universidad Politécnica de Cataluña
Profesor lector
Milad.Komary@upc.edu

Giorgio BALLATI
Ingeniero de Caminos
COMSA
Ingeniero de puentes y estructuras
giorgio.ballati@comsa.com

Juan Víctor TIRADO GASCÓN
Ingeniero de Caminos
COMSA
Jefe Departamento Técnico
juan.tirado@comsa.com

Jose TURMO
Dr. Ingeniero de Caminos
Universidad Politécnica de Cataluña
Catedrático de universidad
Jose.Turmo@upc.edu

Palabras clave: pruebas de carga, monitorización, bajo coste, estático, puentes, deformaciones.

Resumen

En el ámbito de la monitorización estructural (SHM) de puentes, el elevado coste de los sensores comerciales ha limitado su implementación a gran escala. Este estudio aborda esta problemática evaluando la viabilidad de sensores de bajo costo LARA (Low-cost Adaptable Reliable Accelerometer/Inclinometer) como alternativa eficiente y fiable para medir deformaciones durante pruebas de carga estática, en comparación con sensores comerciales de alta precisión.

El estudio se centra en la prueba de carga estática realizada en uno de los trece vanos del puente ferroviario de acceso al Terminal T1 del Aeropuerto Josep Tarradellas Barcelona-El Prat. La instrumentación del vano incluyó inclinómetros de bajo costo LARA en puntos estratégicos cercanos a los apoyos de la estructura, junto con sensores comerciales para validar los resultados.

Durante la prueba de carga estática, los sensores LARA se utilizaron para medir las rotaciones en puntos clave del vano, permitiendo el cálculo indirecto de las deformaciones verticales de la estructura. La comparación de los datos obtenidos con los registrados por acelerómetros comerciales permitió demostrar la precisión, confiabilidad y potencial de estos sensores como una solución práctica para aplicaciones de monitorización estructural en infraestructuras con recursos limitados.

Como parte de la innovación, se desarrollaron algoritmos personalizados en MATLAB para el procesamiento y análisis avanzado de los datos, incluyendo gráficos automatizados, estimación de rotaciones a partir de señales de aceleración y filtros avanzados como el filtro de Kalman. Estas herramientas no solo eliminan la dependencia de algún software comercial, sino que también aumentan la precisión y reproducibilidad de los resultados.

Este trabajo representa un avance significativo en la adopción de soluciones económicas y accesibles para la monitorización estructural de puentes. La implementación de sensores LARA no solo simplifica la instrumentación y reduce costos, sino que también fomenta el uso de tecnologías de código abierto, haciendo viable su aplicación en infraestructuras con recursos limitados.

Pruebas de carga dinámica en puentes con sensores de bajo costo: Validación en el acceso ferroviario al aeropuerto de Barcelona-El Prat

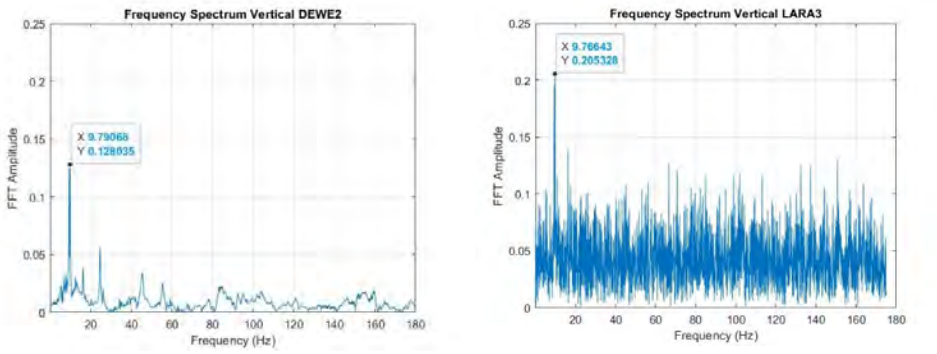


Figura 1. Análisis de FFT para la Frecuencia Propia Vertical: a) utilizando el sensor DEWE y b) utilizando el sensor LARA.

Erika DELGADO
Máster en Ingeniería Estructural
Tunnel and Bridge Technologies
Ingeniera
erika.delgado@tbtechno.com

Seyedmilad KOMARIZADEHASL
Phd
Universidad Politécnica de Cataluña
Profesor lector
Milad.Komary@upc.edu

Giorgio BALLATI
Ingeniero de Caminos
COMSA
Ingeniero de puentes y estructuras
giorgio.ballati@comsa.com

Juan Víctor TIRADO GASCÓN
Ingeniero de Caminos
COMSA
Jefe Departamento Técnico
juan.tirado@comsa.com

Jose TURMO
Dr. Ingeniero de Caminos
Universidad Politécnica de Cataluña
Catedrático de universidad
Jose.Turmo@upc.edu

Palabras clave: monitorización, acelerómetros, frecuencias propias, amortiguamiento, dinámico.

Resumen

En el ámbito de la monitorización estructural (SHM) de puentes, el elevado costo de los sensores comerciales constituye una barrera importante para su adopción generalizada. Este estudio aborda dicha problemática mediante la evaluación de la eficacia de sensores de bajo costo frente a acelerómetros comerciales tradicionales en un escenario de prueba de carga dinámica. El objetivo principal es validar prototipos de sensores de bajo costo como alternativas fiables para la monitorización de la integridad estructural.

Para este propósito, se seleccionó uno de los trece vanos que conforman el puente ferroviario de acceso a la Terminal 1 del Aeropuerto de Barcelona. La instrumentación incluyó una configuración innovadora, con dos inclinómetros de bajo costo colocados en la viga central cerca de cada apoyo, así como acelerómetros de bajo costo instalados en el centro del vano y a un cuarto de la luz. Adicionalmente, se incorporó un acelerómetro comercial certificado ubicado en el centro de la luz como referencia.

Las pruebas dinámicas se llevaron a cabo utilizando un camión cargado que cruzó el puente a velocidades de 4, 20, 30 y 40 km/h. Asimismo, se realizaron pruebas de impacto basadas en las metodologías del tablón de RILEM.

Los datos obtenidos durante estas pruebas se analizaron mediante la Transformada de Fourier (FFT) para identificar las frecuencias propias del sistema, con excitación y sin excitación, además de determinar los factores de amortiguamiento. Posteriormente, se realizó un análisis comparativo entre las lecturas de los sensores de bajo costo y los comerciales, evaluando su precisión y fiabilidad.

Los resultados confirman que los sensores de bajo costo son capaces de replicar con eficacia los datos proporcionados por los sensores comerciales, lo que los posiciona como una alternativa viable y económica para la monitorización estructural.

Análisis de frecuencias propias utilizando sensores de fibra óptica y acelerómetros de bajo costo para la detección de daños estructurales



Figura 1. Montaje experimental de la viga de 3.5 m.

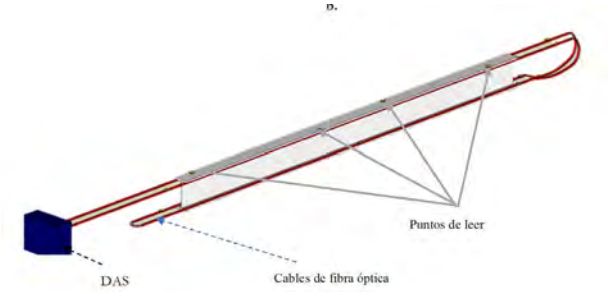


Figura 2. Configuración de la fibra óptica y puntos de medición en la viga.

Manuel Antonio GONZÁLEZ JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos
SENER
Ingeniero
manuel.gonzalez@mobility.sener

Seyedmilad KOMARIZADEHASL
Phd
Universidad Politécnica de Cataluña
Profesor lector
Milad.Komary@upc.edu

José María PÉREZ CASAS
Dr. Ingeniero de Caminos
SENER
Director de proyectos
jmaria.perez@mobility.sener

Jose Antonio LOZANO GALANT
Dr Ingeniero de Caminos
Universidad de Castilla - La Mancha
Catedrático de universidad
joseantonio.lozano@uclm.es

Jose TURMO
Dr. Ingeniero de Caminos
Universidad Politécnica de Cataluña
Catedrático de universidad
Jose.Turmo@upc.edu

Palabras clave: monitorización estructural, fibra óptica, LARA, DAS, detección de daño.

Resumen

La monitorización estructural (SHM) es crucial para la seguridad e integridad de la infraestructura. Actualmente, los sensores basados en Arduino están ganando popularidad por permitir un SHM de bajo costo de las estructuras. Este trabajo propone integrar un acelerómetro basado en Arduino, denominado LARA (Low-cost Adaptable and Reliable Accelerometer/Anglemeter), con DAS (Sensorización Acústica Distribuida) para crear una herramienta efectiva de SHM. LARA y DAS se utilizaron en un entorno de laboratorio para analizar los cambios en la frecuencia propia en un modelo de viga con daños localizados inducidos. Finalmente, este estudio evaluó la precisión de LARA, su fiabilidad y su papel como disparador para DAS en la detección de daños localizados. Los hallazgos muestran que tanto LARA como DAS pudieron identificar ligeros cambios en la frecuencia propia de estructuras dañadas con una discrepancia máxima de un 3.68%. En consecuencia, LARA demostró su potencial como catalizador para DAS, reduciendo significativamente las demandas computacionales. Este enfoque ofrece alta precisión en las mediciones de frecuencia propia y mejora las capacidades analíticas al identificar los ejes principales de las frecuencias propias detectadas.

Extensión de la vida útil de viaductos ferroviarios centenarios mediante monitorización estructural



Figura 1. Viaducto sobre el rio Algar.



Figura 2. Puente sobre el barranco de Mascarat.

Medardo A. HERNÁNDEZ RIVERA
Ingeniero Civil, Master en ingeniería del hormigón
CALSENS S.L.
Responsable de proyectos
m.hernandez@cal-sens.com

Pedro CALDERÓN BOFÍAS
Graduado en ingeniería mecánica
CALSENS S.L.
Responsable I+D
pcalderonb@cal-sens.com

Juan A. GARCÍA CEREZO
Ingeniero de caminos canales y puertos
Ferrocarriles de la Generalitat Valenciana (FGV)
Unidad técnica de Alicante y Proyectos
Juanantonio.garcia@fgv.es

Pedro A. CALDERÓN GARCÍA
Doctor ingeniero de caminos canales y puertos
Universidad Politécnica de Valencia (UPV)
Profesor titular
pcaldero@upv.es

Palabras clave: viaducto ferroviario, monitorización, fibra óptica, vida útil.

Resumen

La monitorización estructural evalúa el estado de las infraestructuras mediante el seguimiento de deformaciones, vibraciones y condiciones meteorológicas, siendo crucial en estructuras antiguas que requieren prolongar su vida útil antes de su rehabilitación o sustitución. Este artículo analiza la monitorización de los viaductos ferroviarios de Algar y Mascarat, en la línea 9 de FGV-TRAM Alicante-Denia, construidos entre 1913 y 1915.

Debido a su antigüedad, se implementó un sistema de monitoreo en tiempo real con sensores convencionales y de fibra óptica, que permiten obtener datos precisos sobre la respuesta estructural ante cargas y factores ambientales. En el viaducto de Algar, el monitoreo incluyó mediciones de flechas, deformaciones, aceleraciones, temperatura, desplazamientos en apoyos y velocidad del viento, manteniéndose operativo durante 982 días. En el viaducto de Mascarat, con características similares, se instalaron 35 sensores y el monitoreo duró 829 días.

Adicionalmente, se realizaron inspecciones quincenales, pruebas de carga, e informes periódicos de seguimiento y mantenimiento. Esta metodología permitió extender la vida útil de ambos viaductos durante el período de observación, garantizando su seguridad estructural y contribuyendo a una gestión eficiente del mantenimiento ferroviario.

Monitorización para la evaluación de estructuras



Figura 1. Vista general Viaducto de tremor



Figura 2. Vista interior del cajón.

Fernando DÍAZ-RONCERO GONZÁLEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Ingeniero de estructuras
fernandodiaz@lraingenieria.es

Mario MARTÍN AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de proyecto
mariomartin@lraingenieria.es

Noemí CORRAL MORALEDA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Directora de Departamento de Rehabilitación
noemicorral@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. Caminos Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Palabras clave: rehabilitación, monitorización, parámetros, medidas, control.

Resumen

Existe un amplio patrimonio de estructuras dentro de la Red de Carreteras del Estado, las cuales son sometidas a inspecciones y seguimientos rutinarios. Una de las vías disponibles para realizar la evaluación, vigilancia y control estructural es la monitorización, que constituye una vía única para el conocimiento eficaz, fiable y continuo del estado de una estructura.

La monitorización eficaz de las estructuras debe pasar por conocer su respuesta estructural para verificar si los parámetros de comportamiento reales están dentro de un rango adecuado. Siendo esto así, una buena estrategia de monitorización debe implantar sistemas con objetivos claros que justifiquen el porqué de cada uno de los parámetros controlados, definiendo a su vez qué características técnicas deben cumplir los aparatos de toma de datos y dónde colocarlos. Para ello, resulta primordial entender la tipología, comportamiento y forma en que trabaja la estructura.

El Viaducto de Tremor presenta 11 vanos sección doble cajón de hormigón pretensado conformado por dovelas. A raíz de las inspecciones realizadas se determina que la estructura presenta una problemática con afección al comportamiento estructural.

La monitorización en continuo implantada en la estructura consta principalmente de lo siguiente: dispositivos de medida de flecha en centro de vano, monitorización dinámica de los cables de pretensado mediante sensores acelerométricos, y galgas extensiométricas de cuerda vibrante que miden la variación de deformaciones en unos puntales instalados en los mamparos del viaducto. Los datos registrados por los distintos sensores se envían a un servidor web y son analizados con el fin de identificar comportamientos anómalos de la estructura y sus implicaciones estructurales.

La presente ponencia pretende, a partir del desarrollo de un caso práctico singular, exponer la metodología para la implantación de un sistema de monitorización exitoso, profundizar en la labor que LRA está llevando a cabo para el análisis de los datos y plasmar las conclusiones obtenidas en este proceso.

Monitorización de la humedad y la corrosión de armaduras en los muros con jardín vertical de Calle 30



Figura 1. Un aspecto de los jardines verticales en la Zona Norte de Calle 30.



Figura 2. A la izquierda dispositivo con los sensores de HR y Tª y a la derecha el que contiene los sensores de corrosión.

Luis BENITO OLMEDA
Dr. Ingeniero de Caminos .C.P
Madrid Calle 30
Departamento de Estructuras
benitool@mc30.es

Jose Manuel CENDON ALBERTE
Dr. Ingeniero de Caminos C.P
Ayuntamiento Madrid
Subdirector Gral. Infraestructuras de Movilidad

Jose Antonio MORENA VILLANUEVA
Ingeniero de Caminos C. P.
Madrid Calle 30
Departamento de Estructuras
morenavja@mc30.es

Juan J. MUÑOZ NICOLAS
Ingeniero Industrial
SAFECOR INGENIERIA
Director Técnico
jmunoz@safecoringenieria.com

Carmen ANDRADE PERDRIX
Dr. Química Industrial
CIMNE
Investigador Distinguido
candrade@cimne.upc.edu

Palabras clave: monitorización, humedad, temperatura, velocidad de corrosión, inhibidor.

Resumen

Consecuencia del compromiso con el cuidado del medio ambiente, se ha colocado el jardín vertical más extensión de nuestro país en unos muros laterales de la zona norte de Calle 30 con el fin de contribuir a la creación de nuevos espacios vegetales en la ciudad. Estos jardines conllevan la existencia de una humedad elevada, lo que podría incidir en una posible corrosión de la armadura de los muros ya que la carbonatación ha sobrepasado su nivel. Para el control de la posible corrosión, se procedió a aplicar un inhibidor en la superficie del hormigón procediendo a una medida de la velocidad de corrosión, potencial y resistividad anterior a la aplicación y posterior para comprobar que el inhibidor disminuía drásticamente la velocidad de corrosión hasta alcanzar valores de nivel "corrosión despreciable". Una vez tratados los muros se procedió a colocar unos sensores permanentes de velocidad de corrosión y humedad relativa y temperatura. Los resultados de los registros de varios meses permiten confirmar que la eficacia del inhibidor se mantiene y que las humedades en el ambiente a la altura de las plantas y en el interior del hormigón son parecidas. Este comportamiento es diferente de cuando no existen plantas en las que la humedad relativa del ambiente es más baja que en el interior del hormigón, lo que confirma la importancia de un seguimiento continuo de la corrosión mediante los sensores para comprobar que se mantiene en niveles despreciables.

Monitorización continua auto-atenta de salud estructural: estudio de caso en el 'Hospital Real' de Granada

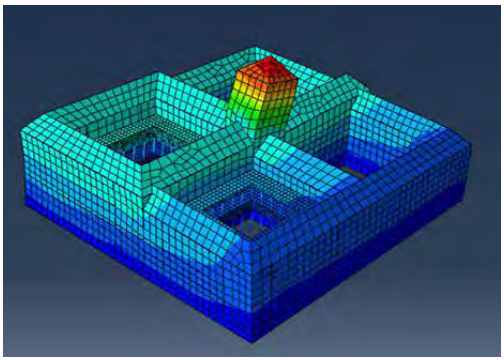


Figura 1. Análisis de elementos finitos: Modo 1.



Figura 2. Sensor sísmico temporal instalado.

Emilio DAROCH SALAZAR
Ingeniero Naval MsC en Estructuras
Universidad de Granada
Investigador Predoctoral, PM Proy. Buidlchain
edaroch@ugr.es

Lourdes JALÓN RAMÍREZ
Dra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Investigadora postdoctoral
mljalon@ugr.es

Enrique GARCÍA-MACÍAS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
enriquegm@ugr.es

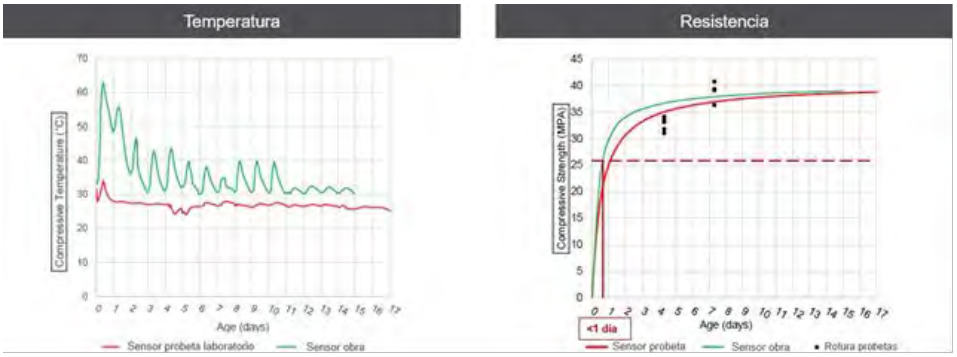
Juan CHIACHÍO RUANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
jchiachio@ugr.es

Palabras clave: SHM, noSQL, SQL, análisis modal operacional, gemelo digital, edificio histórico.

Resumen

Este trabajo presenta la implementación de un sistema avanzado de monitorización de la salud estructural (SHM) aplicado al Hospital Real de Granada, un edificio histórico del siglo XVI. El sistema se basa en una arquitectura flexible y escalable con almacenamiento en bases de datos SQL como buffer y noSQL (MongoDB) para almacenamiento masivo, integración de datos en tiempo real mediante APIs REST y análisis modal operacional automático. Los resultados obtenidos demuestran la eficacia del sistema para evaluar parámetros modales del edificio y servir como base para un gemelo digital actualizado en tiempo cuasi real. Este enfoque también soluciona problemas asociados al manejo de grandes volúmenes de datos y proporciona una solución robusta para la preservación del patrimonio basada en datos.

Determinación de la resistencia del hormigón mediante el Método de Madurez



Beatriz ORTEGA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Ingeniera Civil
Hilti Española S.A
Manager de Marketing Técnico
beatriz.ortega@hilti.com

Michaela ALIZADEH
Ingeniera Civil
Hilti Group
Manager Global de Producto
michaela.alizadeh@hilti.com

Palabras clave: control y monitorización de estructuras en todas sus fases (proyecto, ejecución y explotación), hormigón, curado, madurez, sensores, resistencia, monitorización.

Resumen

Conocer la resistencia del hormigón en tiempo real permite tomar decisiones sobre los procesos constructivos en obra.

El desarrollo de la resistencia del hormigón en obra puede controlarse en tiempo real mediante sensores de hormigón que, a través de la medición de temperatura, realizan una estimación de su resistencia, basándose en el método de Madurez.

El método de madurez aparece en las normativas ASTM C1074 y UNE EN 83160 – 1. Este método es una forma no destructiva y fiable de estimar la resistencia del hormigón en tiempo real, permitiendo un mejor control de calidad, reduciendo el número de probetas ensayadas y los plazos de ejecución.

Se comparten los resultados de proyecto piloto en obra Colonial Méndez Alvaro, donde participaron OHLA como constructora, Valladares Ingeniería como Dirección de obra, y el Instituto Torroja como laboratorio, y donde se instalaron sensores de hormigón tanto en la losa hormigonada in situ como en las probetas de control de calidad.

Como resultado, se pueden observar los valores de temperatura y resistencia obtenidos mediante los sensores de hormigón Hilti.

Debido a la mayor temperatura en la losa (gráfica izda, verde), el hormigón en obra ganó resistencia más rápidamente (gráfica dcha.) que las probetas de laboratorio en el mismo intervalo de tiempo (gráfica roja).

La resistencia objetivo 26 MPa fue alcanzada en la losa en menos de 1 día según los resultados de los sensores, frente a los 2 días en el caso de los sensores en probetas, o 4 días para las roturas en laboratorio (negro).

Por lo tanto, la utilización de sensores para la medición de la resistencia permite tener mayor visibilidad del proceso de curado del hormigón y poder tomar decisiones informadas para mejorar la eficiencia de los procesos constructivos, reduciendo cuando sea posible los plazos de ejecución.

Inspección y monitoreo de la integridad estructural en puentes



Figura 1. Georeferenciación via Google Earth.



Figura 2. Planillas predefinidas de inspección en formato para tabletas tipo iPad.

Alexander MABRICH
PE, MSc, MBA, PMP
Bentley Systems
Manager, Bridge&Tunnel
Alex.Mabrich@bentley.com

Burak BOYACI
PE, MSc
Bentley Systems
Director, Civil Product
Burak.Boyaci@bentley.com

Palabras clave: modelo 3D, iTwin, gemelos digitales, BIM, inspección, monitoreo.

Resumen

Luego de diseñar nuestras estructuras con los programas de cómputo más avanzados y construirlos utilizando tecnología de punta, regresamos a los reportes en lápiz y papel para registrar el deterioro de nuestras estructuras y de ahí estimar la calidad operativa y estructural de éstas. La normativa estadounidense LRFR (Load Resistance Factor and Rating) establece un estricto sistema de evaluación de la capacidad estructural de puentes utilizando vehículos especiales en las cuales debemos utilizar programas de cómputo, pero el ingreso de los diversos factores de la operatividad de nuestro puente se basa en voluminosos reportes generados a partir de inspecciones de campo.

En esta ponencia, se expondrá la tecnología disponible para la inspección de los elementos estructurales a través de ordenadores portátiles y tabletas tipo iPad. La inspección procesará la data obtenida y luego nos brindará el reporte de la capacidad operativa de la estructura.

BIM

Integración de la metodología BIM en la docencia de ingeniería estructural: experiencia del máster de formación permanente en BIM de la UDC



Figura 1. Proceso desde el modelo arquitectónico al modelo estructural integrado en BIM.

Juan Luis PÉREZ-ORDÓÑEZ
Doctor Ingeniero en Informática
Universidade da Coruña
Profesor Titular de Universidad
juan.luis.perez@udc.es

André GARRIDO IGLESIAS
Graduado en Arquitectura Técnica / Máster U. ES
Universidade da Coruña
Estudiante de doctorado
andre.giglesias@udc.es

José ROMERO FERNÁNDEZ
Graduado en Arquitectura Técnica / Máster U.TES
Universidade da Coruña
Estudiante de doctorado
jose.romero.fernandez@udc.es

Sindy SEARA PAZ
Doctora Ingeniera de Caminos
Universidade da Coruña
Profesora Titular de Universidad
gumersinda.spaz@udc.es

Belén GONZÁLEZ FONTEBOA
Doctora Ingeniera de Caminos
Universidade da Coruña
Catedrática de Universidad
belen.gonzalez.fonteboa@udc.es

Fernando MARTÍNEZ ABELLA
Doctor Ingeniero de Caminos
Universidade da Coruña
Catedrático de Universidad
fernando.martinez.abella@udc.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, máster, formación permanente, building information modeling, metodología, BIM.

Resumen

A través de los siglos, el sector de la construcción ha experimentado una gran transformación gracias al avance en las técnicas y los materiales empleados, consiguiendo ejecutar proyectos cada vez más complejos que implican a profesionales de distintas disciplinas. Centrándose en la última década no cabe duda de que la aplicación de la metodología BIM es fundamental para obtener mejor eficiencia del gasto que conlleva una construcción. La metodología puede abarcar tanto a la realización de edificios como infraestructuras. No en vano, las administraciones, en primer lugar, impulsadas por la Unión Europea, y ahora por España con la ley de Contratos del Sector Público fomentan su uso. En junio de 2023 se aprueba el Plan BIM en la Contratación Pública y se establece un calendario para coordinar la incorporación gradual de BIM en la gestión de la información de un contrato público.

Dada la importancia de la metodología la Universidade da Coruña oferta, desde el año 2014, un posgrado que permite a los técnicos (ingenieros civiles, arquitectos, arquitectos técnicos...) especializarse en esta metodología para aplicarla en todo el ciclo de vida de la infraestructura o edificio. En la actualidad se denomina Máster de Formación Permanente en BIM con una duración de 60 Créditos ECTS en la que se abordan la coordinación e intercambio de información entre las distintas especialidades involucradas en una construcción. En la definición del plan de estudios, dada su importancia dentro del proyecto, se ha incorporado formación en el ámbito de la ingeniería estructural. Este artículo muestra, cómo se integra esta formación tanto de forma dedicada en una asignatura denominada “Diseño y cálculo de estructuras en edificación” cómo de forma trasversal a través del plan de estudios en la que comparte con las demás disciplinas. La metodología de enseñanza aplicada a lo largo de estos cursos, enfocada en la realización de ejercicios prácticos, avala los buenos resultados obtenidos tanto en la tasa de éxito de la asignatura como en la satisfacción de los estudiantes.

Gestión de estructuras mediante metodología BIM



Figura 1. Visualización del índice de deterioro en un puente de Calle 30..

Jorge JEREZ CEPA
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSICCP-UPM
Doctorando UPM
jorge.jerez.cepa@upm.es

Marcos GARCÍA ALBERTI
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSICCP-UPM
Profesor Titular de Universidad
marcos.garcia@upm.es

Belén MUÑOZ-MEDINA
Doctora Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSICCP-UPM
Profesor Ayudante Doctor
mariabelen.munoz@upm.es

Palabras clave: BIM, gestión y mantenimiento de infraestructuras, análisis multicriterio, Madrid-Calle 30.

Resumen

La Transformación Digital es cada vez más relevante en la gestión de la información disponible durante el ciclo de vida de un activo. Con un parque público de infraestructuras cada vez más envejecido la metodología BIM (Building Information Modelling) resulta fundamental en este proceso, pudiendo canalizar toda la información a través de su modelo virtual.

Se presenta una aplicación práctica para la gestión de una estructura utilizando la metodología BIM a partir del índice de deterioro de la estructura evaluado en las correspondientes inspecciones de la estructura y otros parámetros en términos de sostenibilidad. Estos parámetros se evalúan y ponderan mediante un análisis multicriterio objetivado y se vuelcan al modelo virtual, permitiendo establecer una visión global del estado de conservación de la estructura y de cada uno de los elementos que la forman. La utilización del análisis multicriterio permite escalarlo a otros parámetros que permitan realizar un estudio más profundo de su estado e incluir todos los datos necesarios para su conservación, almacenados en una única base de datos accesible a través de un panel de control que incluya la visualización de la información sobre el modelo virtual, sin el perjuicio por el uso de aplicaciones específicas del modelado BIM. En la figura 1, se muestra un caso de estudio simulado para la conservación de los elementos de uno de los puentes de la autopista Madrid-Calle 30 a través de la visualización del índice de deterioro sobre su modelo BIM.

La metodología mostrada pretende mejorar la eficiencia en las estrategias de conservación de estructuras, analizar el estado actual y posibles escenarios futuros y ayudar en la toma de decisiones que permitan identificar las soluciones más adecuadas para contribuir a una gestión más sostenible del patrimonio existente.

Metodología BIM y diseño paramétrico en los puentes mixtos de la autopista E6RV en Noruega



Figura 1. Render de viaductos en Hommelvik.

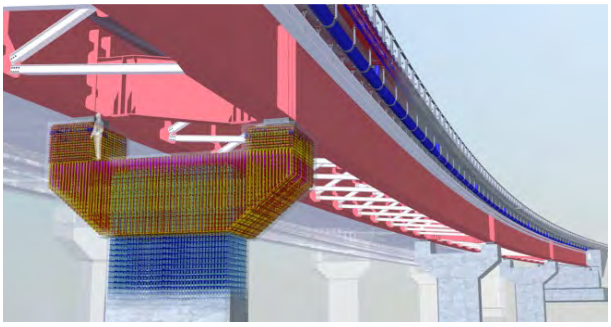


Figura 2. Modelo de viaductos en Hommelvik.

Alberto JUSTO CANGAS
Ingeniero Técnico Industrial
Acciona Ingeniería
BIM Specialist
ajusto@acciona.com

Francisco Javier CARRASCAL PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com

Francisco Javier MARTÍNEZ LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Palabras clave: tecnología de estructuras, puente mixto, metodología BIM, digitalización, modelo 3D.

Resumen

Acciona Ingeniería ha participado en el proyecto de la autopista E6RV en Noruega, el cual es un ejemplo destacado de la transformación que ha experimentado la industria de la construcción gracias a la implementación del Modelado de Información de Construcción (BIM). Esta modernización del enfoque tradicional de diseño y construcción ha permitido a los equipos colaborar de manera más eficiente y precisa, optimizando la planificación, la ejecución y el mantenimiento de la infraestructura vial.

Al adoptar metodologías BIM, los equipos del proyecto E6RV pudieron visualizar y analizar todos los aspectos del diseño y la construcción de la autopista de manera integrada. Esto facilitó la detección temprana de conflictos y la toma de decisiones fundamentadas, lo que condujo a una reducción significativa de los errores y trabajo abortivo durante la fase de proyecto y construcción.

La interoperabilidad entre los diferentes softwares BIM utilizados permitió una colaboración fluida entre los equipos multidisciplinarios, incluidos arquitectos, ingenieros, contratistas, supervisores y Propiedad. Además, la capacidad de compartir datos en tiempo real y acceder a modelos actualizados en cualquier momento garantizó una comunicación efectiva y una coordinación precisa entre todos los actores involucrados en el proyecto.

Como resultado de la implementación de la metodología BIM, la autopista E6RV se entregó dentro del presupuesto y el plazo previstos, cumpliendo con los más altos estándares de calidad y seguridad. Este caso de estudio destaca el impacto positivo que la metodología BIM puede tener en la eficiencia y la rentabilidad de los proyectos de infraestructura a gran escala.

Dentro del proyecto E6RV destacan los tres puentes mixtos hormigón-acero diseñados para ser ejecutados mediante la técnica de lanzamiento, los cuales han sido enteramente definidos mediante modelado 3D. En concreto, este proyecto recibió el *Special Recognition* en los *Tekla Global BIM Awards 2022*.

BIM Implementation From Design To Construction - Herøysund Bridge, Norway

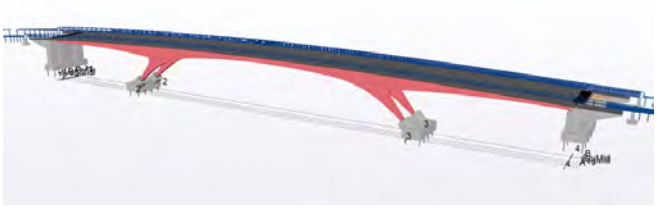


Figure 1. BIM model of the new Herøysund bridge.



Figure 2. Bridge under construction.

Katie OVERTON
MIStructE, MSc
Degree of Freedom
Senior Engineer
d.overton@dofengineers.com

Fernando IBAÑEZ CLIMENT
MSc ICCP
Degree of Freedom
Partner/Director
f.ibanez@dofengineers.com

Alejandro CLEMENTE
MSc ICCP
Degree of Freedom
Senior Engineer
a.clemente@dofengineers.com

Fran BLASCO
MSc ICCP
Degree of Freedom
BIM Manager
f.blasco@dofengineers.com

Keywords: BIM, road, bridge, composite, arch, sea, post-tensioned.

Abstract

The Herøysund bridge is a 135m composite steel-concrete rigid frame structure with a central arch spanning 75m over the sea channel between the islands of south and north Herøy in the north of Norway. The bridge is designed to replace an existing concrete road bridge located just to the north of the planned alignment for the new bridge. Due to the poor condition of this bridge a tight design and construction programme was needed. Design started in 2021 and the bridge is due to open in 2024. Degree of Freedom designed the bridge on behalf of Nordland Fylkeskommune with the requirement that it would be implemented 100% in BIM. The final bridge configuration was selected from three alternatives at concept phase and has the advantage of no construction within the sea channel and maximises off-site fabrication of the superstructure. A further design requirement was to maintain a 30m wide by 9m high sailing channel below the bridge. The bridge superstructure comprises of two vertical steel frames separated 5.5m with each frame formed by a steel box section with a constant width of 1m. The steel frames support a 11.3m wide concrete deck which carries two lanes of traffic and a 2.5m wide footpath. The steel arch is founded via a concrete base directly to bed rock. The steel arch piers are anchored to the concrete base with a system of post tensioned anchor bolts. At each end the steel box section is supported on pot bearings that allow for longitudinal movement at each abutment. All construction details were incorporated into the BIM model with detailed attributes based on the Statens Vegvesen R762 handbook specification. Supplementary BIM models were used for both the steel precamber geometry and the construction sequence.

Aplicación de la metodología BIM en los proyectos de alta velocidad de Rail Báltica.

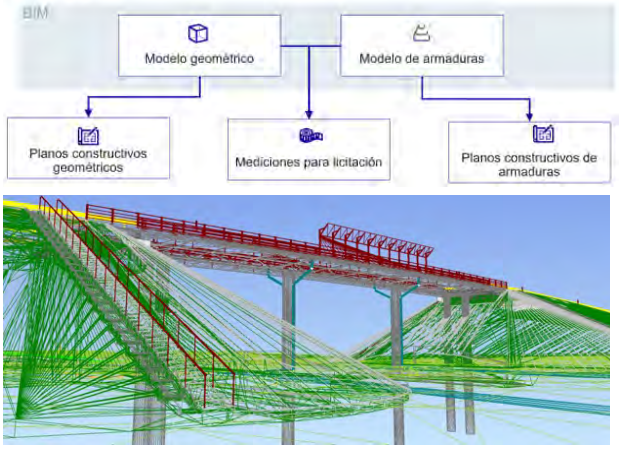


Figura 1. Esquema de la metodología BIM dentro del proyecto Rail Báltica.

Figura 2. Vista lateral de modelo BIM de paso superior.



Figura 3. Vista lateral de resultado final de paso superior.

Carlos PÉREZ BARATA
Ingeniero de Caminos
IDOM
Ingeniero de Estructuras
cperezb@idom.com

Alfonso CELADA JARAMILLO
Ingeniero de Caminos
IDOM
Ingeniero de Estructuras
acelada@idom.com

Manuel CASADO LECHUGA
Ingeniero de Caminos
IDOM
Ingeniero de Estructuras
mcl@idom.com Alfonso

Palabras clave: BIM, Rail Báltica, modelado paramétrico, automatización, diseño estructural.

Resumen

Idom se enfrentó al reto de desarrollar la ingeniería detallada del proyecto de alta velocidad ferroviaria de Rail Báltica utilizando metodología BIM. El proyecto global abarca 870 km a través de Estonia, Letonia y Lituania, con IDOM a cargo del diseño de 389 km. El proyecto de Idom comprende cerca de 300 estructuras principales de hormigón armado y pretensado como puentes ferroviarios, pasos superiores e inferiores, pasos de fauna y unas 1000 estructuras secundarias como obras de drenaje.

La complejidad y la coordinación con otras disciplinas plantearon desafíos adicionales, que IDOM abordó mediante soluciones digitales en 3D (BIM). Se implementó un flujo de trabajo eficiente que combinaba modelado paramétrico y postproceso para elaborar los entregables. La interoperabilidad con el formato BIM abierto (IFC) facilitó la colaboración y la manipulación de datos entre diferentes softwares utilizados por las diversas disciplinas del proyecto y ayudó en la detección anticipada de posibles errores de manera automatizada, reduciendo considerablemente las horas de trabajo y permitiendo un enfoque más centrado en la calidad y el valor añadido del producto final.

El uso de filtros y atributos organizó los elementos del modelo y la interoperabilidad con Excel agilizó la extracción de cantidades y la estimación de costos. La implementación de BIM no solo fue un desafío técnico, sino también un proceso de aprendizaje para todos los involucrados, lo que llevó a IDOM a alcanzar un nivel de madurez BIM en solo cuatro años.

El resultado fue la entrega de soluciones de diseño precisas y coordinadas entre todas las disciplinas del diseño, con una tasa de precisión en las interferencias del modelo inferiores a las tolerancias constructivas. La experiencia de IDOM en Rail Báltica ilustra cómo BIM puede transformar proyectos complejos, proporcionando eficiencia, colaboración y calidad en todas las fases del proyecto.

Herramienta RPA para la calibración automática de modelos estructurales BIM



Figura 1. Fotografía de la pasarela de Pajareles.



Figura 2. Modelo BIM calibrado.

Fidel LOZANO GALANT
Arquitecto
Universidad Politécnica de Catalunya
Investigador
fidel.lozano@upc.edu

Edison Patricio ATENCIO CASTILLO
Dr. Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Católica Valparaiso
Profesor
edison.atencio@pucv.cl

Nikola TOŠIK
Dr. Ingeniero de Caminos
Universidad Politécnica de Catalunya
Profesor
nikola.tosic@upc.edu

Jesús GONZÁLEZ ARTEAGA
Dr. Arquitecto
Universidad de Castilla-La Mancha
Profesor Contratado Doctor
Jesus.GArteaga@uclm.es

Ye XIA
PhD Civil Engineering
Tongji University
Professor
yxia@tongji.edu.cn

José Antonio LOZANO GALANT
Dr. Ingeniero de Caminos
Universidad de Castilla-La Mancha
Catedrático
joseantonio.lozano@uclm.es

Palabras clave: robot process automation (RPA), building information modelling (BIM), puentes, calibración, automatización, corrosión.

Resumen

La metodología Building Information Modelling (BIM) posibilita la creación de gemelos digitales que reproducen las características geométricas de infraestructuras y edificios. No obstante, para lograr una representación precisa del comportamiento estructural real de los activos, es necesario ajustar las propiedades mecánicas de estas réplicas virtuales con datos provenientes de la monitorización en obra. Sin embargo, la calibración las propiedades mecánicas reales en los modelos BIM no resulta ni sencilla ni directa. De hecho, este proceso de calibración implica operaciones manuales, como la modificación de bases de datos estructurales predefinidas y la actualización de las propiedades de los elementos dañados. En este artículo, se propone el desarrollo de una herramienta Robot Process Automation (RPA) para automatizar la calibración de modelos estructurales BIM. Dicha herramienta automatiza tanto la creación de nuevas secciones en la base de datos estructural como la asignación de propiedades mecánicas actualizadas a los elementos dañados utilizando software de Autodesk (Revit y Robot Structural Analysis). Para validar su eficacia, se realiza la automatización de la calibración de las propiedades mecánicas en una pasarela colgante de acero con patologías de corrosión. Los resultados obtenidos evidencian la efectividad y las ventajas de la utilización de la herramienta RPA propuesta en la simplificación del proceso de calibración de modelos estructurales BIM y en la reducción de errores.

BIM-GIS Base Approach for Quality Management Aligned with ISO 9001

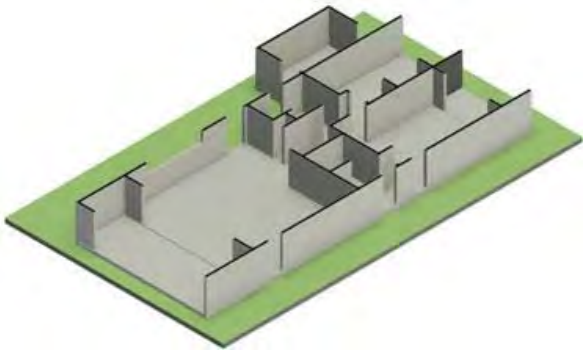


Figure 1. 3D model of the case study.

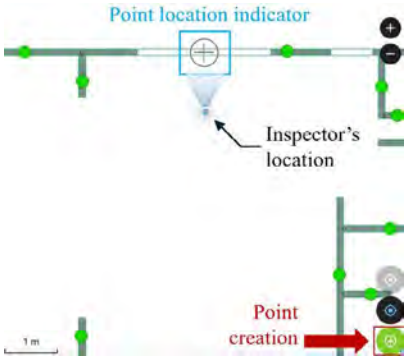


Figure 2. Creation of control points on QField app.

Pablo ARAYA SANTELICES
Ingeniero Civil
Universidad Politécnica de Cataluña
Estudiante de Doctorado
pablo.araya@upc.edu

Pedro MORAGA OPAZO
Ingeniero Civil
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso
Estudiante
pedro.moraga.o@mail.pucv.cl

Edison ATENCIO CASTILLO
Dr. Ingeniero Civil (PhD)
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso
Académico
edison.atencio@pucv.cl

Fidel LOZANO GALANT
Arquitecto (PhD)
Universidad de Castilla-La Mancha
Profesor Ayudante
fidel.lozanogalant@uclm.es

José LOZANO GALANT
Ingeniero Civil (PhD)
Universidad de Castilla-La Mancha
Catedrático
joseantonio.lozano@uclm.es

Keywords: quality management, quality control; BIM; ISO 9001; GIS.

Abstract

Quality management during construction ensures compliance with project and legal standards but often relies on inefficient manual processes. This research proposes a quality management tool aligned with ISO 9001:2015, integrating Building Information Modeling (BIM) and Geographic Information Systems (GIS). The tool digitizes on-site quality inspection data and automates information exchange between software, improving efficiency. Applied to reinforced concrete wall construction, the tool demonstrated correct functionality and practical value. Future research can explore complex case studies, increase automation, and evaluate user feedback to further improve the tool's capabilities.

Metodología BIM en grandes puentes: Del proyecto tradicional a la automatización de procesos. Coordinación entre ingeniero y modelador



Figura 1. Puente sobre el río Daugava, Riga, Letonia. Celosía metálica, tablero doble de carretera y ferrocarril. Longitud 1150 m ,8 vanos de 125+6x150+125 m.



Figura 2. Superior Puente de Horb, inferior Mainfligen, Alemania. Puentes extradosdos de carretera. Longitud 667 m, 6 vanos de 61+115+2x157.5+115+61 m y Longitud 450 m, 7 vanos de 40+3x50+62.5+135+62.5 m respectivamente.

Roberto ALÍA CUADRADO
Arquitecto
Leonhardt, Andrä und Partner
BIM Manager
roberto.alia@lap-consult.com

Antonio CARNERERO RUIZ
Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Leonhardt, Andrä und Partner
Director Sucursal de Madrid
antonio.carnerero@lap-consult.com

Belén ORTIZ DE LA TORRE COLLANTES
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, MSc
Leonhardt, Andrä und Partner
Ingeniero de proyectos
belen.ortiz@lap-consult.com

Kilian KARIUS
Dipl.-Ing. Civil Engineer
Leonhardt, Andrä und Partner
Ingeniero de proyectos
kilian.karius@lap-consult.com

Juan Carlos ALCOBENDAS GUTIÉRREZ
Delineante
Leonhardt, Andrä und Partner
BIM Modeller
juancarlos.alcobendas@lap-consult.com

Palabras clave: BIM, puentes, metodología, control, entregables, modelado, programación, Daugava, Horb, Mainflingen.

Resumen

La metodología BIM con los requerimientos a los que nos enfrentamos en la actualidad dista mucho del concepto BIM como representación 3D de un modelo, sino que engloba toda la información y entregables del proyecto, obligando al proyectista a una reorganización completa de la metodología de trabajo. Desde etapas tempranas en la fase de inicio y/o planificación aparece la figura del modelador de estructuras alejándose de la delineación tradicional para entrar directamente en la organización del proyecto junto al ingeniero proyectista.

Además de los datos tradicionales de geometría, trazado, uso, cargas, etc., el proyectista cuenta con una nueva variable: los diferentes requerimientos BIM recogidos en el BEP (BIM Execution Plan), variando la complejidad y exigencia del proyecto en función de los mismos, así como estableciendo nuevos flujos de trabajo para adaptarse a ellos.

El proceso será explicado a través de los tres ejemplos concretos mostrados en las figuras inferiores, desarrollados en LAP hasta un LOD 400 mediante el uso programas comerciales de modelado con el apoyo de herramientas auxiliares y el uso de soluciones basadas en lenguaje de programación. Se abordarán las estrategias básicas en cuanto a Modelado 3D, Extracción de planos 2D, así como generación de documentación asociada al modelo y basada en la información contenida en el mismo (control de interferencias, simulaciones de secuencia constructiva, codificación de elementos, extracción de mediciones y presupuesto, ...).

Beyond BIM: Digital Twins For 3D Digital Project Deliverables

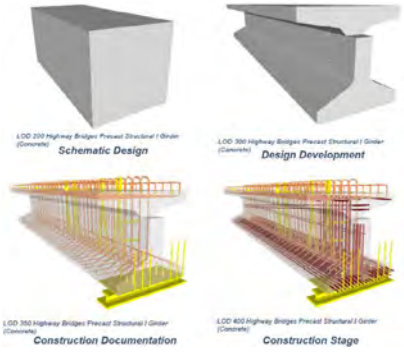


Figure 1. Level of detail of structural elements using the Level of Development (LOD) defnition.

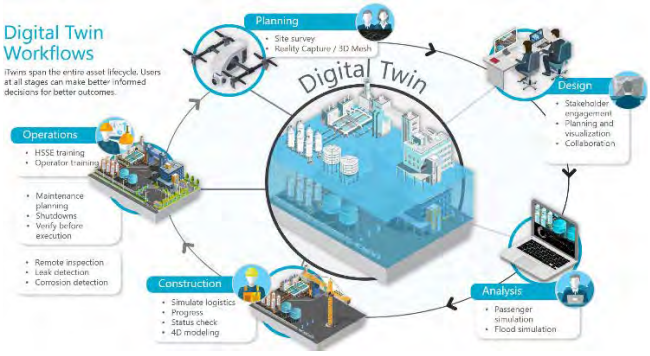


Figure 2. Digital Twins Workflow during the structure lifecycle.

Alexander MABRICH
PE, MSc, MBA, PMP
Bentley Systems
Manager, Bridge&Tunnel
alex.mabrich@bentley.com

Burak BOYACI
PE, MSc
Bentley Systems
Senior Director, Software Development
burak.boyaci@bentley.com

Keywords: 3D model, iTwin, digital twin, BIM, analytical model, physical model.

Abstract

As the infrastructure industry is consolidating on the use of 3D models and applying the BIM methodology, the challenge is to build a comprehensive model of the entire project and not just its individual parts: roadways, bridges, drainage, geotechnical and vertical structures. These different disciplines use specific software solutions and file formats to accomplish the tasks at hand. However, to combine them into a single model for design reviews, construction, operation and maintenance is not an easy endeavor. It involves publishing or exporting to a different file format. One must validate the results of the transfer every time a new project model is created or modified. While there are advantages of pursuing a software agnostic process like IFC, many of the open formats have security concerns, data loss, can be slow to adapt to the market needs, and may still require extensive development and implementation for the multitude of disciplines on many projects.

The purpose of this paper is to show how a digital twin can be generated using different file formats created by different applications, while retaining the intelligence of the 3D model. Then, this digital twin or iTwin can be used in a collaborative environment for design reviews, conflict detection, construction planning, operations and asset management.

GESTIÓN Y NORMATIVA

Sistemas de gestión de puentes , situación actual y futuro: conexión con Br.I.M. ,gemelos digitales , monitorización, S.H.M. e inteligencia artificial

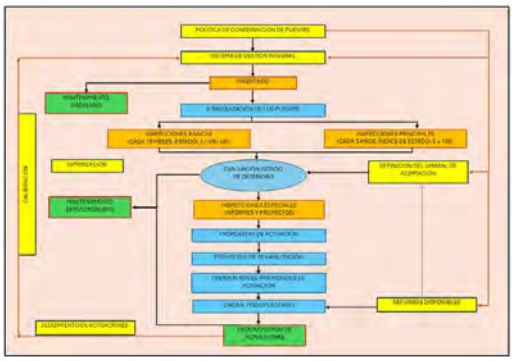


Figura 1. Gestión de Carreteras en España donde se integra el SIGP.

Jorge LEY URZAIZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC
Director General
jley@intemac.es

Víctor GARCÍA MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TEKNES
Director General
vgarcia@teknes.es

Alvaro NAVAREÑO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MTMS
Director Técnico D.G.C.
anavareno@transportes.gob.es

Emilio CRIADO
Ingeniero Civil. MTMS
Jefe Sección Conservación y Gestion de Activos D.G.C.
jecriado@transportes.gob.es

Raúl RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC
Director División Estudios
rrodriguez@intemac.es

David PEROSANZ CILLERUELO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. GESTIOMA
Director General
dperosanz@gestioma.com

Palabras clave: S.G.P., puente, inspección, conservación, Br.I.M., monitorización, G.D.,I.A.

Resumen

Hace más de 80 años empezó en Suecia a utilizarse incipientemente el primer Sistema de Gestión de Puentes (S.G.P.) para ordenar las actividades correspondientes al mantenimiento de los puentes de su red de carreteras , posteriormente en 1968 la FHA dio un fuerte impulso a esta actividad creando el National Bridge Inspection Group y de ahí hasta hoy más de 60 países utilizan para la gestión de sus puentes diversos S.G.P. ;por otra parte distintas administraciones regionales y locales e innumerables concesionarios de autopistas utilizan esta eficaz herramienta para conocer el estado de sus puentes. En el desarrollo inicial de los SGP se buscó maximizar las posibilidades de las bases de datos (con muchas carencias al principio) para obtener la información crucial para la correcta gestión . En una fase posterior se abordó el facilitar la introducción de datos mediante tabletas digitales y ahondar en los procedimientos de clasificación de daños para la obtención de resultados más objetivos , más tarde (y aún continúa una gran investigación orientada a ello) se intentaron cuantificar los mecanismos de deterioro más habituales y su evolución, de forma tal que la planificación económica de las operaciones de mantenimiento y las reparaciones pudieran valorarse correctamente y finalmente hoy se están buscando la conexión entre los S.G.P. , la monitorización (S.H.M.) , los datos obtenidos de modelos B.I.M. , su implementación en Gemelos Digitales y el uso de Inteligencia Artificial y Realidad Virtual. En esta ponencia vamos a describir esas conexiones y vamos a mostrar algunos ejemplos de su uso.

Guía para las especificaciones técnicas del hormigón



Figura 1. Portada de la Guía para las especificaciones técnicas del hormigón.

Pilar CRESPO RODRÍGUEZ
ICCP del Estado
Dirección General de Carreteras. MITMA
Jefe del Área de Estructuras
pcrespo@transportes.gob.es

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director general
miguel.ortega@tylin.com

Mª João DOS SANTOS FREITAS
Máster en Ingeniería Civil
TYLin
Jefe de Proyectos
mariajoao.freitas@tylin.com

Álvaro SERRANO CORRAL
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Director técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, hormigón, Eurocódigos, Código Estructural.

Resumen

El Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible ha publicado, desde al año 2018, varias guías de aplicación de los Eurocódigos, la serie *Guías Eurocódigos*, con el objetivo de contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de estas normas.

La necesidad de resolver la compatibilidad entre las normas europeas de producto, ejecución y control citadas en los Eurocódigos, con el Código Estructural, de obligado cumplimiento en lo relativo a materiales, durabilidad, ejecución, control de calidad y mantenimiento, ha motivado la preparación de esta guía, en la que se recogen los criterios que aseguran el cumplimiento de ambos códigos a la hora de especificar el hormigón. Una adecuada especificación de los materiales en el proyecto es fundamental para garantizar que éstos presenten las propiedades esperadas y admitidas en el cálculo y que se satisfagan las exigencias de durabilidad para el uso previsto, en las condiciones ambientales indicadas.

La *Guía para las especificaciones técnicas del hormigón* define los requisitos del hormigón necesarios para una adecuada especificación de este material de acuerdo con el Eurocódigo 2 y la norma UNE-EN 206, asegurando, además, la compatibilidad con el Código Estructural. Para ello, en esta ponencia, se resumirán las directrices definidas en la guía que orientan el proyectista a la hora de elegir los requisitos a incluir en la especificación técnica del hormigón y criterios y recomendaciones a tener en cuenta en la definición de cada uno de esos requisitos. Se explicarán en detalle, además, la equivalencia entre los parámetros definidos en cada una de las normas mediante un ejemplo con el tipo de información a incluir en el cuadro de especificaciones técnicas del hormigón para un viaducto con tablero de hormigón pretensado.

Guía para la determinación de longitudes de anclaje y solape de armaduras pasivas



Figura 1. Portada de la Guía para la determinación de longitudes de anclaje y solape de armaduras pasivas.

Pilar CRESPO RODRÍGUEZ
ICCP del Estado
Dirección General de Carreteras. MITMA
Jefe del Área de Estructuras
pcrespo@transportes.gob.es

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director general
miguel.ortega@tylin.com

Mª João DOS SANTOS FREITAS
Máster en Ingeniería Civil
TYLin
Jefe de Proyectos
mariajoao.freitas@tylin.co

Álvaro SERRANO CORRAL
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Director técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, hormigón, anclaje, solape, Eurocódigos, Código Estructural.

Resumen

El Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible ha publicado, desde al año 2018, varias guías de aplicación de los Eurocódigos, la serie *Guías Eurocódigos*, con el objetivo de contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de estas normas.

La necesidad de resolver la compatibilidad entre las normas europeas de producto, ejecución y control citadas en los Eurocódigos, con el Código Estructural, de obligado cumplimiento en lo relativo a materiales, durabilidad, ejecución, control de calidad y mantenimiento, ha motivado la preparación de esta guía, en la que se recogen los criterios que aseguran el cumplimiento de ambos códigos a la hora de determinar las longitudes de anclaje y de solape de armaduras pasivas de elementos de hormigón.

La *Guía para la determinación de longitudes de anclaje y solape en armaduras pasivas* se ha desarrollado con el objetivo de estudiar la compatibilidad y clarificar las diferencias entre el Eurocódigo 2 y el Código Estructural tanto a nivel de criterios generales y formulación para la obtención de las longitudes de anclaje y de solape como a nivel de sus valores finales. Además de la comparación entre las dos normas, esta guía incluye valores de las longitudes de anclaje y de solape determinados mediante el Eurocódigo 2 y el Código Estructural para varios diámetros de barra (entre 8 y 32 milímetros), resistencias del hormigón (fck entre 25 y 80 MPa) y valores de recubrimiento (entre 25 y 70 milímetros) para barras aisladas traccionadas con prolongación recta o en patilla.

En esta ponencia, se resumirán y compararán los criterios y formulaciones recogidos en cada una de las normas para la obtención de las longitudes de anclaje y solape de armaduras pasivas. Además, se expondrán las conclusiones obtenidas tras comparar los valores obtenidos mediante la formulación del Eurocódigo 2 y del Código Estructural para los diferentes diámetros, resistencias del hormigón y valores del recubrimiento.

Guía para la determinación de recubrimientos en estructuras de hormigón



Figura 1. Portada de la Guía para la determinación de recubrimientos en estructuras de hormigón.

Pilar CRESPO RODRÍGUEZ
ICCP del Estado
Dirección General de Carreteras. MITMA
Jefe del Área de Estructuras
pcrespo@transportes.gob.es

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director general
miguel.ortega@tylin.com

Mª João DOS SANTOS FREITAS
Máster en Ingeniería Civil
TYLin
Jefe de Proyectos
mariajoao.freitas@tylin.co

Álvaro SERRANO CORRAL
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Director técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, hormigón, recubrimiento, Eurocódigos, Código Estructural.

Resumen

El Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible ha publicado, desde al año 2018, varias guías de aplicación de los Eurocódigos, la serie *Guías Eurocódigos*, con el objetivo de contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de estas normas.

La necesidad de resolver la compatibilidad entre las normas europeas de producto, ejecución y control citadas en los Eurocódigos, con el Código Estructural, de obligado cumplimiento en lo relativo a materiales, durabilidad, ejecución, control de calidad y mantenimiento, ha motivado la preparación de esta guía, en la que se recogen los criterios que aseguran el cumplimiento de ambos códigos a la hora de determinar los valores del recubrimiento en elementos de hormigón, esencial para la protección de la armadura activa y pasiva frente a agentes externos.

La *Guía para la determinación de recubrimientos en estructuras de hormigón* se ha desarrollado con el objetivo de estudiar la compatibilidad y clarificar las diferencias entre el Eurocódigo 2 y el Código Estructural tanto a nivel de criterios generales y formulación para la obtención de los recubrimientos como a nivel de sus valores finales.

En esta ponencia, se resumirán y compararán los criterios y formulaciones definidos por cada una de las normas para la obtención de los valores de recubrimiento en elementos de hormigón y mediante la aplicación práctica a un viaducto con tablero de hormigón pretensado en zona de vialidad invernal, por un lado, de la formulación del Eurocódigo 2 y, por otro, de la formulación del Código Estructural, se expondrán las diferencias en los valores de los recubrimientos obtenidos mediante cada una de las normas.

Guía para el cálculo de apoyos elastoméricos



Figura 1. Portada de la Guía el cálculo de apoyos elastoméricos.

Pilar CRESPO RODRÍGUEZ
ICCP del Estado
Dirección General de Carreteras. MITMA
Jefe del Área de Estructuras
pcrespo@transportes.gob.es

Sergio AGULLÓ SOTO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
INECO
Ingeniero de estructuras
sergio.agullo@ineco.com

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director general
miguel.ortega@tylin.com

Mª João DOS SANTOS FREITAS
Máster en Ingeniería Civil
TYLin
Jefe de Proyectos
mariajoao.freitas@tylin.com

Álvaro SERRANO CORRAL
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Director técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Jefe de Proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, apoyo, elastomérico, Eurocódigos, UNE-EN 1337-3.

Resumen

El Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible ha publicado, desde al año 2018, varias guías de aplicación de los Eurocódigos, la serie *Guías Eurocódigos*, con el objetivo de contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de estas normas.

En las últimas décadas, en España, el dimensionamiento de los apoyos elastoméricos se ha realizado teniendo como referencia las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera*, del año 1982. No obstante, desde la entrada en vigor de la Orden Circular 1/2019, las estructuras de la Red de Carreteras del Estado deben proyectarse con los Eurocódigos y normas asociadas, siendo la norma de referencia para el dimensionamiento de los apoyos estructurales acorde a los Eurocódigos la norma UNE-EN 1337; en particular, la parte 3 (UNE-EN 1337-3) si se trata de apoyos elastoméricos. Con el objetivo de facilitar la transición entre la aplicación de las Recomendaciones de 1982 y la norma UNE EN 1337-3, se ha redactado la *Guía para el cálculo de apoyos elastoméricos*.

En esta ponencia, además de la exposición de los criterios a cumplir para el dimensionamiento de los apoyos elastoméricos según UNE-EN 1337-3, se realizará también una breve comparativa con las verificaciones de las antiguas *Recomendaciones de 1982*. Se describen, además, los requisitos de aptitud exigidos por la normativa, tanto para los apoyos como para sus materiales constituyentes, para la obtención del Marcado CE. Por último, se presentará un plano de ejemplo con la información que se considera mínima necesaria para la correcta definición de los apoyos elastoméricos de un proyecto.

Sostenibilidad en el proyecto y construcción de estructuras: nuevos parámetros del siglo XXI

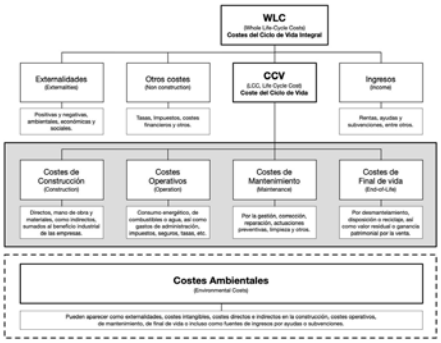


Figura 1. Diagrama de Costes del Ciclo de Vida. Autoría propia a partir de lo dispuesto en la ISO 15686.

Salvador DOMÍNGUEZ GIL
Arquitecto. SOCOTEC.
Universidad Politécnica de Madrid
Bids & Proposals Manager
Salvador.dominguez@socotec.com

Pablo ANAYA GIL
Doctor Arquitecto. SOCOTEC
Universidad Politécnica de Madrid
Jefe de Equipo de Estructuras
Pablo.anaya@socotec.com

Alberto ELVIRA HURTADO
Arquitecto. SOCOTEC.
Universidad Politécnica de Madrid
Técnico de Estructuras
Alberto.elvira@socotec.com

Miriam OOSTERKAMP VILLAVERDE
Arquitecto. SOCOTEC
Universidad Politécnica de Madrid
Técnico de Estructuras
Miriam.oosterkamp@socotec.com

Andrea SAN JOSÉ CABRERO
Arquitecto. Hipoges
Universidad de Navarra
Advisor
andreasjosec@gmail.com

Gema RAMÍREZ PACHECO
Doctor Arquitecto
Universidad Politécnica de Madrid
Profesora ETSAM (UPM)
Gema.ramirez.pacheco@upm.es

Palabras clave: análisis del ciclo de vida, toma de decisiones informada, valores intangibles.

Resumen

La ingeniería estructural ha experimentado una transformación significativa en su paradigma de concepción y diseño, principalmente influenciada por la incorporación de criterios integrales que abarcan aspectos económicos, medioambientales, sociales, prestacionales y culturales. Esta evolución se refleja en el enfoque contemporáneo hacia el ciclo de vida completo de los edificios, promoviendo así una perspectiva holística y sostenible en el diseño de sistemas estructurales. Los parámetros tradicionales, centrados principalmente en la seguridad y funcionalidad, así como en costes de producción del conjunto edificado, han sido ampliados para incluir casi de manera simultánea y más prominente la sostenibilidad medioambiental. Esta se ha convertido en un pilar fundamental, impulsando el uso de materiales y técnicas de construcción con menor impacto, medido este bajo diferentes indicadores. Asimismo, se ha renovado el foco en la sostenibilidad económica, a largo plazo, con modelos de negocio en auge para el sector inmobiliario que tienen por objetivo la optimización de costes a lo largo del ciclo de vida. Por otro lado, en el ámbito social y cultural, existe una tendencia hacia la consideración de que las estructuras no sólo cumplen con su función primaria, sino que también contribuyen al bienestar y e identidad cultural de las comunidades. El valor estético de la estructura también ha vuelto a cobrar prominencia para determinados sistemas materiales y premisas de proyecto, donde la forma, la función y la apariencia se entrelazan, destacando la integración visual y la armonía con el entorno. Así, este enfoque con múltiples puntos de vista y, por lo tanto, multidisciplinario, está redefiniendo el rol de diversos actores vinculados al desarrollo de edificios; y en específico, del proyectista estructural, de quien se requiere cada vez más que actúe no sólo como técnico competente, sino como visionario capaz de integrar diversas disciplinas y visiones en su concepción de la estructura.

Guía para las especificaciones técnicas de las armaduras



Figura 1. Portada de la Guía para las especificaciones técnicas de las armaduras.

Pilar CRESPO RODRÍGUEZ
ICCP del Estado
Dirección General de Carreteras. MITMA
Jefe del Área de Estructuras
pcrespo@transportes.gob.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Director técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director general
miguel.ortega@tylin.com

Mª João DOS SANTOS FREITAS
Máster en Ingeniería Civil
TYLin
Jefe de Proyectos
mariajoao.freitas@tylin.com

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Jefe de Proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, hormigón, armaduras pasivas, armaduras activas, Eurocódigos, Código Estructural.

Resumen

El Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible ha publicado, desde al año 2018, varias guías de aplicación de los Eurocódigos, la serie *Guías Eurocódigos*, con el objetivo de contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de estas normas.

La necesidad de resolver la compatibilidad entre las normas europeas de producto, ejecución y control citadas en los Eurocódigos, con el Código Estructural, de obligado cumplimiento en lo relativo a materiales, durabilidad, ejecución, control de calidad y mantenimiento, ha motivado la preparación de esta guía, en la que se recogen los criterios que aseguran el cumplimiento de ambos códigos a la hora de especificar las armaduras para hormigón. Una adecuada especificación de los materiales en el proyecto es fundamental para garantizar que éstos presenten las propiedades esperadas y admitidas en el cálculo y que se satisfagan las exigencias de durabilidad para el uso previsto, en las condiciones ambientales indicadas.

La *Guía para las especificaciones técnicas de las armaduras* define los requisitos de las armaduras necesarios para una adecuada especificación de este material de acuerdo con el Eurocódigo 2 y las normas UNE-EN 10080 para armaduras pasivas, y prEN 10138 para armaduras activas, asegurando a su vez la compatibilidad con el Código Estructural. Para ello, en esta ponencia, se resumirán las directrices definidas en la guía que orientan al proyectista a la hora de elegir los requisitos a incluir en la especificación técnica de las armaduras y criterios y recomendaciones a tener en cuenta en la definición de cada uno de esos requisitos. Se explicará en detalle, además, la equivalencia entre las especificaciones definidas en cada una de las normas, y se mostrará un ejemplo con el tipo de información a incluir en el cuadro de especificaciones técnicas de las armaduras para un puente con tablero de hormigón pretensado.

Guía para las especificaciones técnicas del acero estructural



Figura 1. Portada de la Guía para las especificaciones técnicas del acero estructural.

Pilar CRESPO RODRÍGUEZ
ICCP del Estado
Dirección General de Carreteras. MITMA
Jefe del Área de Estructuras
pcrespo@transportes.gob.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Director técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director general
miguel.ortega@tylin.com

Mª João DOS SANTOS FREITAS
Máster en Ingeniería Civil
TYLin
Jefe de Proyectos
mariajoao.freitas@tylin.com

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Jefe de Proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, acero estructural, Eurocódigos, Código Estructural.

Resumen

El Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible ha publicado, desde al año 2018, varias guías de aplicación de los Eurocódigos, la serie *Guías Eurocódigos*, con el objetivo de contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de estas normas.

La necesidad de resolver la compatibilidad entre las normas europeas de producto, ejecución y control citadas en los Eurocódigos, con el Código Estructural, de obligado cumplimiento en lo relativo a materiales, durabilidad, ejecución, control de calidad y mantenimiento, ha motivado la preparación de esta guía, en la que se recogen los criterios que aseguran el cumplimiento de ambos códigos a la hora de especificar el acero estructural. Una adecuada especificación de los materiales en el proyecto es fundamental para garantizar que éstos presenten las propiedades esperadas y admitidas en el cálculo y que se satisfagan las exigencias de durabilidad para el uso previsto, en las condiciones ambientales indicadas.

La *Guía para las especificaciones técnicas del acero estructural* define los requisitos del acero estructural necesarios para una adecuada especificación de este material de acuerdo con los Eurocódigos 3 y 4, junto con las normas UNE-EN 10027, UNE-EN 10025, UNE-EN 10210, UNE-EN 10219 y UNE-EN 10164, asegurando a su vez la compatibilidad con el Código Estructural. Para ello, en esta ponencia, se resumirán las directrices definidas en la guía que orientan al proyectista a la hora de elegir los requisitos a incluir en la especificación técnica del acero estructural y criterios y recomendaciones a tener en cuenta en la definición de cada uno de esos requisitos. Se explicará en detalle, además, la equivalencia entre las especificaciones definidas en cada una de las normas, y se mostrará un ejemplo con el tipo de información a incluir en el cuadro de especificaciones técnicas del acero estructural para un puente metálico o mixto.

Guía para el cálculo de aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento en zona sísmica

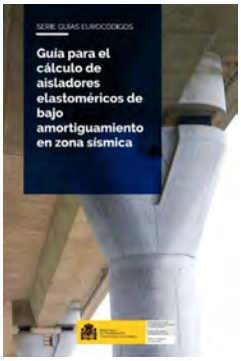


Figura 1. Guía para el cálculo de aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento en zona sísmica.

Pilar CRESPO RODRÍGUEZ
ICCP del Estado
Dirección General de Carreteras. MITMA
Jefe del Área de Estructuras
pcrespo@transportes.gob.es

Sergio AGULLÓ SOTO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
INECO
Ingeniero de Estructuras
sergio.agullo@ineco.com

Álvaro SERRANO CORRAL
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Director técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
MC2 Estudio de Ingeniería
Jefe de Proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director general
miguel.ortega@tylin.com

Mª João DOS SANTOS FREITAS
Máster en Ingeniería Civil
TYLin
Jefe de Proyectos
mariajoao.freitas@tylin.com

Amadeo BENAVENT CLIMENT
Doctor en Ingeniería de Estructuras
UPM
Catedrático de Universidad
amadeo.benaventupm.es

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, aislador, LDRB, sismo, Eurocódigos, UNE-EN 15129.

Resumen

El Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible ha publicado, desde al año 2018, varias guías de aplicación de los Eurocódigos, la serie *Guías Eurocódigos*, con el objetivo de contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de estas normas.

El desarrollo de esta guía viene motivado por la necesidad, desde el año 2019, de proyectar las estructuras de la Red de Carreteras del Estado con los Eurocódigos y normas asociadas. Para el dimensionamiento de apoyos elastoméricos en proyectos de puentes de carretera, tradicionalmente se ha tenido como referencia el documento *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera* (año 1982). Para el proyecto actual según los Eurocódigos y normas asociadas, la norma de referencia para el dimensionamiento de apoyos estructurales según los Eurocódigos es UNE EN 1337-3. Para el caso de que estos apoyos trabajen como aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB) frente a acciones sísmicas, la norma de referencia para el dimensionamiento es la UNE EN 15129, que complementa las directrices de cálculo incluidas en el Eurocódigo 8.

La *Guía para el cálculo de aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento en zona sísmica* desarrolla los requisitos que deben cumplir los aisladores elastoméricos para su dimensionamiento y verificación mediante la norma UNE-EN 15129, en base a las metodologías de aislamiento definidas en el Eurocódigo 8. Se describen en detalle, además, las especificaciones imprescindibles a incluir en el proyecto de aisladores sísmicos elastoméricos para posibilitar el desarrollo de los ensayos de prototipo y calidad que garanticen la obtención del Marcado CE de los aisladores. Con este fin, la guía incluye también un plano de proyecto de ejemplo con la información que se considera mínima necesaria para la correcta especificación de aisladores.

Lifetime and Annual Structural Reliability Implicitly Required by the Eurocodes

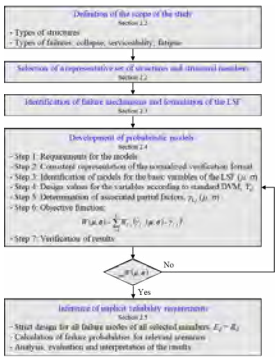


Figure 1. Procedure for determining the reliability level implicitly required by the Eurocodes.

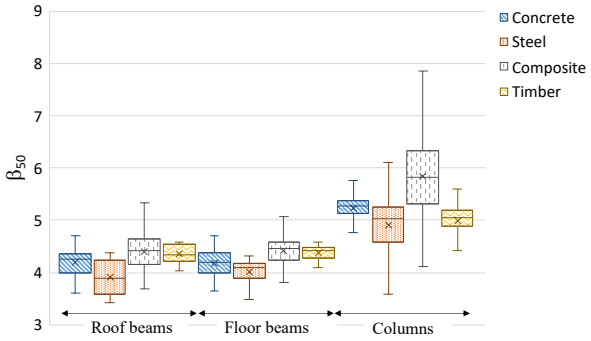


Figure 2. Box plots for β50 samples corresponding to specific structural member types of different constitutive materials; Tref = 50 years.

Peter TANNER
PhD Civil Engineering
Instituto de C. C. Eduardo Torroja CSIC
tannerp@ietcc.csic.es

Ramon HINGORANI
PhD Civil Engineering
SINTEF, Norway
ramon.hingorani@sintef.no

Carlos LARA SARACHE
PhD Civil Engineering
Instituto de C. C. Eduardo Torroja CSIC
carloslara@ietcc.csic.es

Keywords: probabilistic models, structural reliability, failure probability, safety requirement, target reliability, standardization, structural design codes, Eurocodes.

Abstract

With the aim to support ongoing discussions on the necessary improvements to the design rules according to the Eurocodes, based on the partial factor format, the paper addresses a comprehensive analysis of the reliability level implicitly required by these codes. Probabilistic models that reflect the state of uncertainty associated with the standardized design rules were derived and used to establish the inherent lifetime reliability level (Tref = 50 years) for a large portfolio of design situations. The results showed a large scatter across different member types, constitutive materials, failure modes, and load arrangements. While the obtained average reliability indices generally exceeded the nominal target value, non-negligible percentages of design situations did not comply with this requirement. In addition, annual reliabilities were established, which confirmed the conservatism of the corresponding Eurocode requirement. A comparison to the findings in previous studies supported the results obtained as in some cases similar average reliability levels were observed and in others the reasons for the differences could be consistently explained. The comparison revealed the need for a thorough revisit and updating of the probabilistic modelling assumptions for imposed loads and load effect model uncertainties, for these assumptions have a strong impact on the results.

Juntas de expansión modulares en estricta conformidad con las normativas armonizadas europeas



Figura 1. Evaluación dinámica de la junta de dilatación modular: un ejercicio complejo en términos de amplificación dinámica y factores de repunte, que requiere experiencia especializada en medición y análisis de datos.



Figura 2. Ensayo de movimiento a escala real de una junta de dilatación modular de 18 brechas, con combinaciones de desplazamientos longitudinales, transversales y verticales.

Simon HOFFMANN
PhD
mageba Services & Technology AG
Jefe de Tecnología del Grupo
shoffmann@mageba-group.com

Borja BAILLES
ICCyP / MSc
mageba SA
Ingeniero Técnico Comercial
bbailles@mageba-group.com

Palabras clave: puente, producto de construcción, juntas, marcado CE, evaluación, especificación, cargas dinámicas.

Resumen

El marcado CE se reconoce como un registro del rendimiento de los productos y un requisito para el comercio de bienes dentro del Espacio Económico Europeo (EEE). España es un miembro activo tanto del Comité Europeo de Normalización (CEN) como de la Organización Europea para la Evaluación Técnica (EOTA), entidades responsables de desarrollar las bases para el posterior marcado CE de los productos. La mayoría de los productos innovadores no están cubiertos por normas armonizadas elaboradas por el CEN, sino que siguen la vía alternativa mediante Documentos de Evaluación Europeos (EAD) desarrollados por EOTA, lo que da lugar a una Evaluación Técnica Europea (ETA) que sirve como base para el marcado CE.

Utilizando como ejemplo las juntas modulares para puentes de carretera, este artículo ilustra cómo las evaluaciones más exigentes cumplen con las especificaciones europeas armonizadas. Las juntas modulares presentan desafíos particulares, ya que constituyen uno de los sistemas más complejos empleados en el ámbito de las infraestructuras civiles. Están expuestas a impactos dinámicos únicos, mientras que la robustez y durabilidad de estos componentes clave influyen directamente en los costes de mantenimiento y en la disponibilidad operativa de la infraestructura.

Se expone la relación entre los métodos de evaluación y el comportamiento práctico en beneficio del propietario y del usuario de la estructura. Asimismo, se presentan los desafíos asociados a los métodos de evaluación especificados, así como las soluciones innovadoras desarrolladas para afrontarlos. Se introduce un primer sistema completamente conforme con el EAD correspondiente y con el marcado CE, destacando su amplio rango de aplicación. También se analizan las necesidades de regulación nacional, como apoyo para la implementación de productos conformes con un rendimiento garantizado.

Finalmente, se ofrece una perspectiva de las evaluaciones actualmente en curso, que incluyen otros tipos de juntas modulares, así como otros sistemas de juntas para puentes de carretera, como por ejemplo las juntas tipo peine en voladizo.

INGENIERÍA Y SOCIEDAD

Una actividad tangible para enseñar estructuras



Figura 1. Fotografía del experimento.



Figura 2. Entrega final de uno de los proyectos estructurales.

Ana BERTOL-GROS
Arquitecta, máster en ingeniería estructural
y estudiante de doctorado en la UPC
Universidad San Jorge
Assistant professor
abertol@usj.es
https://orcid.org/0000-0003-2444-0724

Palabras clave: educación en ingeniería estructural, resistencia de materiales, diseño de vigas, aprender haciendo, experimento, tangibilidad.

Resumen

La educación de las estructuras a menudo utiliza conceptos abstractos, inherentes al campo, como líneas, muelles y triángulos, lo cual suele alejar a los estudiantes de la aplicación práctica de estos conocimientos. ¿Por qué aprender con muelles y triángulos cuando el objetivo es construir puentes? Esta desconexión entre la teoría y la práctica puede obstaculizar el entendimiento real de los conceptos estructurales.

Para abordar esta brecha, hemos desarrollado una actividad en el Grado de Arquitectura que busca hacer tangibles algunos de estos conceptos. El objetivo es conectar las representaciones abstractas con contextos socio-materiales específicos para mejorar la comprensión de las estructuras. Esta actividad se desarrolla en la asignatura de Estructuras 1 en una universidad privada en España desde el curso 2021-2022. En ella se abordan conceptos de resistencia de materiales y diseño de estructuras.

La actividad consiste en un trabajo práctico que se desarrolla durante el primer cuatrimestre del segundo curso. Inicialmente, los estudiantes realizan pruebas de resistencia en materiales comunes como Forex, pasta, cartón y madera de balsa, seleccionados por su disponibilidad y familiaridad. Luego, se les desafía a diseñar tres tipos de vigas (biapoyada, biempotrada y celosía) capaces de superar una luz de un metro y resistir una carga puntual desconocida. El producto final de este trabajo es un informe detallado que documenta todo el proceso de cálculo para responder a la pregunta: ¿qué carga P sería capaz de romper cada viga? Esta actividad fomenta la reflexión sobre el funcionamiento de las vigas, llevando a los estudiantes más allá de la simple búsqueda de la mayor resistencia y permitiéndoles comprender mejor los principios estructurales.

Otras aplicaciones de la ingeniería estructural: el cuerpo humano y su salud

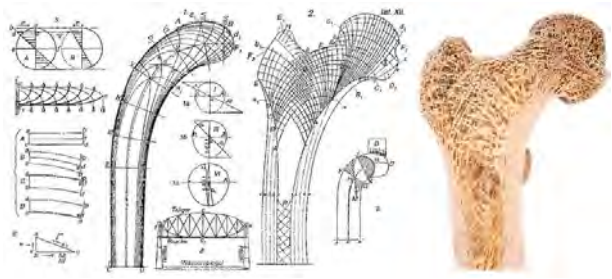


Figura 1. El dibujo explicativo de Culmann y von Meyer y sección de la cabeza de un fémur real.

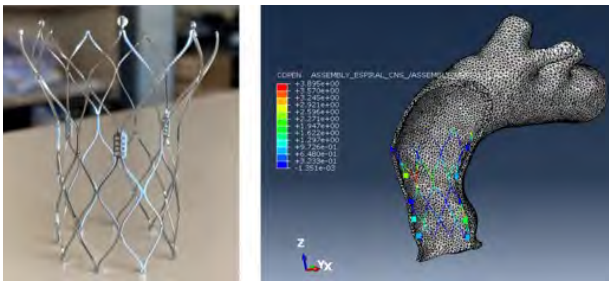


Figura 2. Stent y modelo de su implantación en una aorta humana.

Javier OLIVA QUECEDO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Materia Ingeniería Civil
Socio fundador
javi.oq@materia-ing.es

José María GOICOLEA RUIGÓMEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
Catedrático Dpto. Mecánica y Estructuras
jose.goicolea@upm.es

Candela ARRIETA BARTOLOMÉ
Ingeniera Biomédica
Universidad Politécnica de Madrid
Investigadora
c.arrietab@alumnos.upm.es

Palabras clave: tejido óseo, remodelación, elementos finitos, arterias, aorta, válvula, stent, nitinol.

Resumen

La mayoría de ingenieros estructurales desconoce que la disciplina en la que son expertos tiene aplicación directa en el diagnóstico y solución de problemas de salud como afecciones coronarias u óseas, y que ayuda a explicar el sorprendente comportamiento de ciertos tejidos del cuerpo. Esos tejidos soportan cargas o deformaciones impuestas y el tratamiento de algunas dolencias es la implantación de estructuras artificiales como prótesis, stents o placas.

Fue un reconocido ingeniero estructural, Carl Culmann, quien observó la relación entre las trayectorias de las tensiones principales y la orientación de la estructura interna de los huesos, así se obtiene el mejor comportamiento estructural con el menor peso. El ingeniero dibujó junto al anatomista von Meyer la arquitectura de la zona superior del fémur y las direcciones principales en una barra curva (figura 1) e inició así el estudio de la influencia estructural en el comportamiento óseo. La zona superior de aplicación de cargas presenta una estructura esponjosa y el fuste, donde flexión y torsión son dominantes, es un tubo hueco.

La salud de las arterias es otro importante campo de aplicación, tanto en el estudio de patologías como de soluciones. Muchas afecciones derivan de modificaciones en las propiedades mecánicas del tejido arterial; además, cambios en la geometría como los aneurismas pueden dar lugar a peligrosas concentraciones de tensiones. El análisis estructural de las arterias se realiza con modelos de elementos finitos similares a los que se utilizan en la ingeniería estructural más habitual, aunque las no linealidades son notables. También sirven para estudiar diferentes soluciones como las angioplastias o la implantación de stents (figura 2).

Con el presente artículo se pretende acercar a los ingenieros estructurales a nuevas aplicaciones de los conceptos que manejan a diario. Se explica el comportamiento estructural de ciertos tejidos y se exponen casos prácticos de cálculos de huesos, arterias e implantes.

Diseño eficiente de estructuras con inteligencia artificial. Aplicación al diseño de una nueva unión prefabricada.

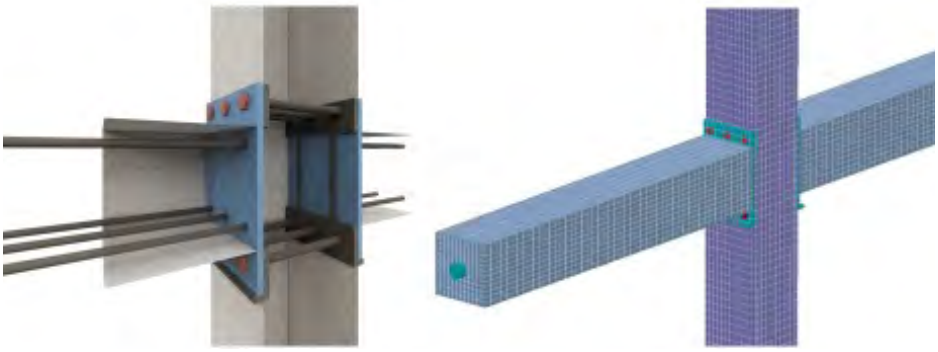


Figura 1. 3D de la unión. Discretización del modelo de Elementos Finitos.

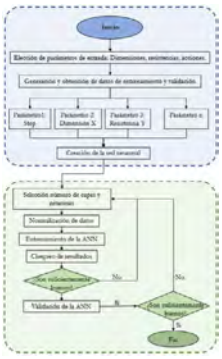


Figura 2. Diagrama de flujo de las Redes Neuronales propuestas.

Jorge Domingo NAVARRO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Dr. Arquitecto. Arquitecto Técnico.
NR Proyectos Architectural & Engineering Consulting
CEO
jorgenavarro@nrproyectos.com

Paloma PINEDA PALOMO
Dra. Arquitecta y Máster en Física
Dpto. Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno
(Área de Mecánica de los Medios Continuos y Estructuras),
Universidad de Sevilla
Profesora Titular de Universidad
palomapineda@us.es

Palabras clave: Inteligencia artificial, hormigón prefabricado, acero, unión, optimización.

Resumen

El uso de la inteligencia artificial (AI) para el diseño eficiente de elementos estructurales en ingeniería y arquitectura es un campo de investigación abierto y activo en el que se han logrado recientemente avances muy significativos. En este trabajo se presenta un método basado en Redes Neuronales Artificiales (ANN) para ser aplicado en las fases iniciales de diseño de elementos estructurales. Concretamente, se aplica al diseño de una nueva unión prefabricada de hormigón viga-pilar como herramienta para predecir las tensiones y deformaciones máximas en los elementos de la unión.

Las ANN son un tipo de algoritmo de aprendizaje automático que puede ser entrenado para predecir el comportamiento de sistemas complejos. En este caso, las ANN se entrenan utilizando datos del análisis de elementos finitos (FEM) realizado, que incluyen información sobre la geometría, los materiales, las cargas y las condiciones de contorno. Se desarrollaron cuatro ANN, una para cada elemento de la unión: vigas, placas, tendón postesado y tornillos. Los resultados obtenidos muestran que los errores medios y máximos de las predicciones realizadas por las ANN son aceptables y se mantienen dentro de los rangos de seguridad establecidos por los códigos de diseño estructural.

La principal ventaja del método que se propone es que puede adaptarse fácilmente a diferentes parámetros de conexión. Esto significa que el método puede ser aplicado a una amplia gama de uniones, tanto prefabricadas como elementos in situ, e incluso a elementos estructurales de acero. El uso de las ANN para el diseño de uniones estructurales reduce significativamente el tiempo de cálculo en comparación con los métodos tradicionales, como el análisis FEM. Esto permite a los ingenieros explorar un mayor número de opciones de diseño en las etapas iniciales del proyecto, lo que puede conducir a soluciones más eficientes.

Understanding Felix Candela's 8-Sided Folded Hypars

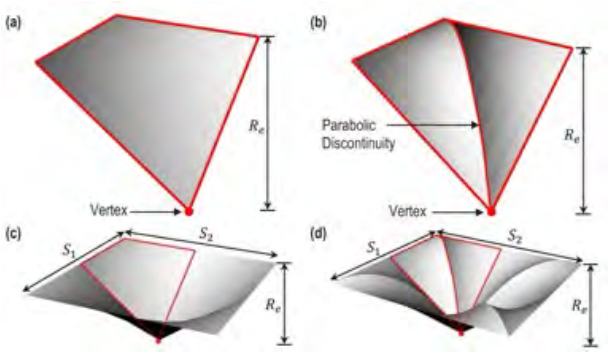


Figure 1. Tympan of (a) 4-sided and (b) 8-sided hypars used to form complete (c) 4-sided and (d) 8-sided umbrellas respectively. Supporting column not shown for clarity.



Figure 2. The Jamaica Market, captured after its completion.

Shengzhe WANG
Dept. of Civil Engineering
University of Colorado Denver, USA
Assistant Professor
shengzhe.2.wang@ucdenver.edu

Maria GARLOCK
Dept. of Civil & Environmental Engineering
Princeton University, USA
Professor
mgarlock@princeton.edu

José Antonio CONTRERAS-JIMENEZ
Dpto. de Ingeniería Minera y Civil
Universidad Politécnica de Cartagena, Spain
PhD Candidate
joseant.cj92@gmail.com

Juan José JORQUERA-LUCERGA
Dpto. de Ingeniería Minera y Civil
Universidad Politécnica de Cartagena, Spain
Associate Professor
juanjo.jorquera@upct.es

Keywords: Félix Candela, 8-sided umbrella, hyperbolic paraboloid, finite element modeling.

Abstract

Félix Candela (1910–1997) was a prolific Spanish-Mexican structural artist, most known for his thin shell concrete forms, especially for his hyperbolic paraboloids (hypars) from which numerous forms were derived. Traditionally fabricated from reinforced concrete, the geometric efficiency inherent to double curvature of hypars facilitates its ability to cover an area exceeding 150 m^2 while remaining only 40 mm thick. Another advantage, being a ruled surface, is the economy of construction as straight wooden elements can be adopted as formwork and straight steel bars can be used as reinforcement.

Candela arranged four quadrants of a hypar surface (tympans) in a manner leading to the formation of a 4-sided inverted umbrella. To create the 8-sided form, each smooth tympan is bisected diagonally by a raised parabola, resulting in a folded hypar (Fig.1). Candela asserts the parabolic bisector contributes to the global stiffening of the shell, resulting in increased structural efficiency over its more modest 4-sided counterpart. However, such a claim has never been independently verified via rigorous methods of structural analysis.

A parametric investigation has been carried out based on the two folded hypars designed by Candela: the proposed Presidential Palace in Havana, Cuba, and the built Jamaica Wholesale Market in Mexico City (Fig. 2). As main results, 8-sided umbrellas exhibit larger deflections and stresses relative to 4-sided renditions, thus rebuking Candela's hypothesis concerning the improvement to structural efficiency offered by the parabolic fold. While corner deflections and principal stresses generally decrease with increasing curvature, the discontinuity present in 8-sided forms disrupt the flow of internal forces, resulting in stress concentrations at the parabolic apex manifesting as large moment demands. However, it was demonstrated that 8-sided hypars exhibit increased resistance to shell buckling over 4-sided variants as revealed through a simplified analytical approach.

Optimización resiliente del ciclo de vida de estructuras híbridas y modulares de alta eficiencia social y medioambiental bajo condiciones extremas

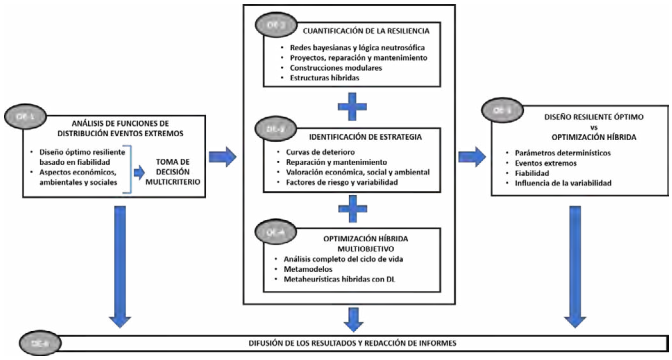


Figura 1. Objetivos específicos del proyecto RESILIFE.

Víctor YEPES PIQUERAS
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
vyepesp@cst.upv.es

Julián ALCALÁ GONZÁLEZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Profesor Titular de Universidad
jualgon@cst.upv.es

José A. GARCÍA
Doctor en Informática y Ciencias Exactas
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile
Profesor Titular de Universidad
jose.garcia@pucv.cl

Moacir KRIPKA
Doctor Ingeniero Civil
Universidade de Passo Fundo, Brasil
Catedrático de Universidad
mkripka@upf.br

Palabras clave: Sostenibilidad y ciclo de vida de las estructuras, resiliencia, optimización, eventos extremos, métodos modernos de construcción, metaheurísticas.

Resumen

Los desastres naturales y provocados por el hombre generan considerables pérdidas tanto en términos humanos como económicos. La recuperación de las estructuras dañadas requiere una pronta restitución de su funcionalidad, lo cual demanda recursos significativos y conlleva emisiones considerables. Por consiguiente, el diseño y la construcción de estas estructuras deben priorizar la sostenibilidad, durabilidad, resistencia múltiple, resiliencia y la implementación de sistemas inteligentes de monitorización a lo largo de su ciclo de vida. Los eventos extremos, junto con errores en diseño, construcción y mantenimiento, suelen provocar daños estructurales locales, propiciando el colapso progresivo de infraestructuras. RESILIFE aborda este desafío social mediante la optimización de decisiones en el ámbito público y privado para mejorar la resiliencia ante situaciones extremas. La propuesta se basa en la hipótesis de que un diseño óptimo y la construcción de estructuras híbridas, especialmente modulares, son efectivos tanto social como ambientalmente, siendo resilientes ante eventos extremos. El objetivo es mejorar el diseño para equiparar estas estructuras en términos de prestaciones y seguridad con las tradicionales. La innovación principal radica en la propuesta de procedimientos explícitos para evaluar la resiliencia de las estructuras frente a múltiples amenazas y compararlas en términos de su capacidad de recuperación. Se utilizarán técnicas de inteligencia artificial para optimizar la resiliencia, demostrando su eficacia en términos sociales y ambientales. El enfoque metodológico incluye el uso de metaheurísticas híbridas y *Deep Learning* en la optimización multiobjetivo, así como la teoría de juegos, para lograr una recuperación eficiente con costes reducidos. Se busca en técnicas emergentes de decisión multicriterio, como la lógica neutrosófica y las redes bayesianas, mejorando la calidad y velocidad de cálculo en el diseño, mantenimiento y reparación de estructuras, y proponiendo una optimización resiliente basada en diseños fiables.

Análisis de la percepción de la sociedad de la ingeniería civil

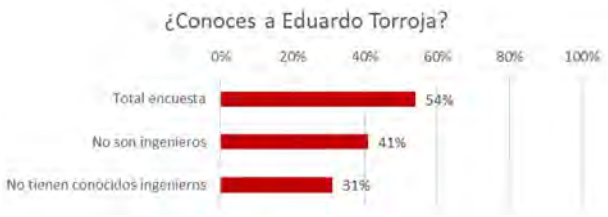


Figura 1. Encuestados en España que conocen a Eduardo Torroja.

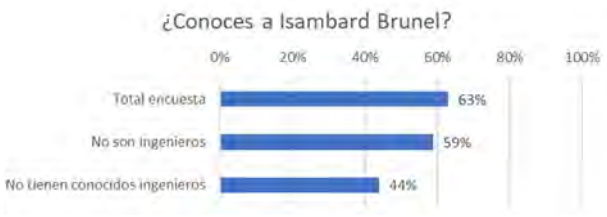


Figura 2. Encuestados en Reino Unido que conocen a Isambard Brunel.

Lara RUEDA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Mott MacDonald. Bridges Senior Engineer
lara.rueda@mottmac.com

Isabel LORENZO PÉREZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
GMS (Gilsanz Murray Steficek). Project Engineer
isabel.lorenzo@gmsllp.com

Carlos POLIMÓN OLABARRIETA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Retineo Ingeniería
Director de Ingeniería
cpolimon@retineo.es

Palabras clave: percepción, sociedad, encuesta, estructuras, responsabilidad, comunicación, divulgación.

Resumen

El presente artículo resume la investigación realizada durante los meses de noviembre y diciembre de 2024 por los autores relativa a la percepción que tiene la sociedad en general de la ingeniería civil. La herramienta utilizada para tal fin fue una encuesta que se difundió por redes sociales para llegar al mayor número de personas y que la muestra obtenida fuera representativa. En España el seguimiento de la iniciativa alcanzó 1 826 participaciones, y en Reino Unido 112.

La transcendencia en la ingeniería estructural



Figura 1. Las Meninas (Velázquez).



Figura 2. Ponte Vecchio (Florencia).

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Palabras clave: inmanencia, transcendencia, transparencia, puentes, ingeniería estructural, arte.

Resumen

Cuando Velázquez pintó las Meninas quería transmitir nuevos conceptos que cambiarían la forma de entender el arte. Cuando uno mira el cuadro le llama la atención la armonía de la composición, cómo cada personaje está en el lugar que le corresponde.

Existen en el cuadro muchos mensajes que no vemos. Gran parte del significado del cuadro está oculto. Lo que vemos, lo inmanente, se hace transcendente a través de la transparencia del conocimiento del cuadro.

Cuando miramos un puente podemos pensar que es una forma resistente construida. Sin embargo, definir el puente como forma resistente construida resulta incompleto. Es como definir un cuerpo sin alma. El alma del puente, su melodía arrastrada hasta nuestros días es su propia historia.

Cuando contemplamos la armonía de puentes como el puente Vecchio, o el Rialto, o el puente de Brooklyn, ¿podemos afirmar que son obras de arte? La estética de su forma, la armonía de sus elementos, su trabajo resistente, y la experiencia de su construcción hacen que sean definidos como obras de arte.

Pero además, el puente, su metafísica, su sentido, conforman un todo único. La estructura inmanente (lo que se ve, la forma), se hace transcendente (en su forma de trabajo, en su resistencia) por medio de la transparencia de su alma, que es su historia.

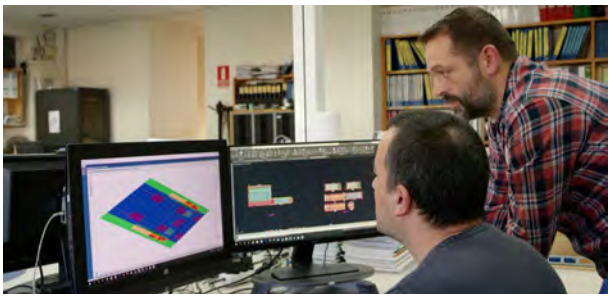
Pero la transparencia del alma de una estructura no es sólo su historia. Podemos hablar además de la transparencia del conocimiento que es propia de los ingenieros, y podemos hablar también de una transparencia compasiva, que camina ligada a la tenacidad del ejercicio profesional.

La principal contribución de la ponencia consiste en plantear una nueva forma de entender el sentido estructural, a través de la historia, el conocimiento y la lucha del ingeniero en su ejercicio profesional.

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

Diseño, Proyecto y Planificación de Pavimentos de Altas Prestaciones y Altas Exigencias





Óscar CANDÁS
Director Técnico Betonia Products
Coordinador Grupo Diseño, Proyecto y Planificación de AEPC
info@aepc.info

Palabras clave: pavimento, altas exigencias, altas prestaciones, losas estructuras, durabilidad, sostenibilidad, diseño, glosario, patología, ciclo de vida pavimento.

Resumen

En el mundo del pavimento las reglas vienen regidas más por aspectos constructivos, aplicables a otras unidades diferentes de obra, siendo el mundo del pavimento un gremio que "no cuenta" con normativa o metodologías propias.

La normativa vigente no menciona nada y genera confusión, sin entender que un pavimento es una unidad que necesita de una especificación concreta y diferente a la de una construcción estructural o de uso común.

Es indudable que los pavimentos industriales de hormigón deben ser considerados como elementos estructurales, del mismo modo que los pilares, vigas, zapatas, forjados o muros, por mencionar otros ejemplos.

Partiendo de la base que un pavimento industrial de hormigón es una estructura(losa) y que esta estructura presenta peculiaridades diferentes a todas las unidades estructurales definidas en el Código Estructural RD470/21 y que en este nuevo código se define por primera vez una unidad en la que podemos englobar los pavimentos en el Capítulo 12 Art 55/ Tabla 57.5.4.1 Vigas, forjados y losas pavimentos con trabajo a flexotracción; podemos establecer un criterio estructural específico para pavimentos.

Desde la Asociación Española de Pavimentos Continuos (AEPC) se han confeccionado una serie de manuales se han confeccionado para solucionar el vacío documental en este aspecto, enfocando su contenido en todo lo relacionado con el diseño, proyecto y planificación (Volumen I) y en la construcción, protección, mantenimiento y reparación de estos pavimentos (Volumen II).

Los objetivos principales de estos manuales incluyen destacar la importancia del diseño, conectar a los diversos agentes involucrados en el proceso de construcción y reflejar todas las etapas del proceso, resaltar los beneficios técnicos, económicos y preventivos de una buena planificación, unificar y divulgar el lenguaje vinculado al diseño de pavimentos, y proporcionar una herramienta práctica para el público objetivo.

Application of SFRC to Encased Steel-Concrete Composite Beams: Experimental Study

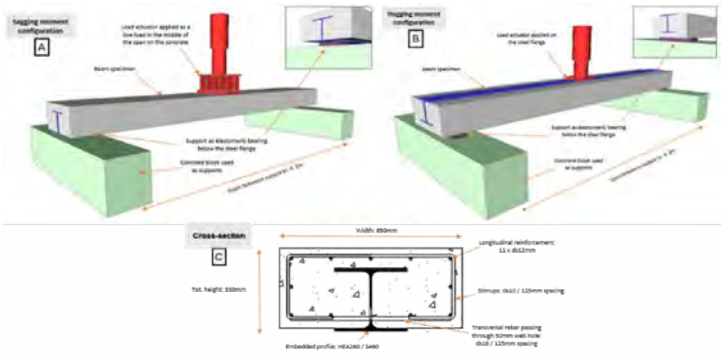


Figure 1. Cross-section of the test specimens. Test setup for sagging (A) and hogging (B) bending moment.

R. ZANON
University of Luxembourg, Department of Engineering, Luxembourg, Luxembourg
riccardo.zanon@acerlormittal.com

M. SCHÄFER
University of Luxembourg, Department of Engineering, Luxembourg, Luxembourg

G. RUIZ
University of Castilla La Mancha, Department of Engineering, Ciudad Real, Spain

Á. DE LA ROSA
University of Castilla La Mancha, Department of Engineering, Ciudad Real, Spain

V. W. MASIH
University of Castilla La Mancha, Department of Engineering, Ciudad Real, Spain

S. WOLF
ArcelorMittal Fibres, Department of Engineering, Bissen, Luxembourg

Keywords: steel-fibre reinforced concrete, encased composite section, filler beam decks.

Resumen

The paper describes full-scale structural beam tests investigating the use of steel fiber reinforced concrete (SFRC) for steel-concrete composite structures. In particular the bridge typology of filler beam decks is object of this study. The experiments shows that SFRC permits to reach an important cross-section rotation capacity thanks to the superior concrete ductility. This permits to exploit the steel component at its best, improving the structural behavior both at Ultimate Limit State (ULS) as well as at Serviceability Limit State (SLS).

Integración de ensayos en túnel aerodinámico y simulaciones numéricas para el análisis de carga de viento en estructuras solares fijas

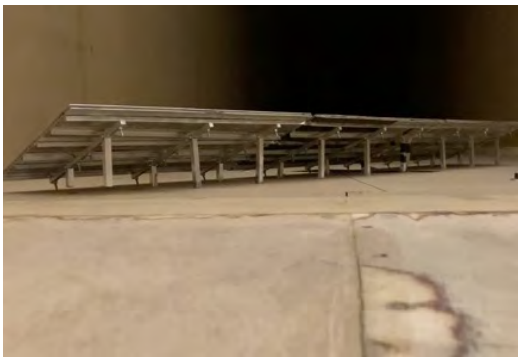


Figura 1. Modelo a escala ensayado en el túnel aerodinámico.

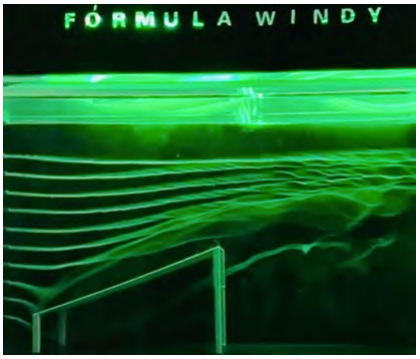


Figura 2. Visualización en túnel de humo.

Claudia GONZÁLEZ GUTIÉRREZ
Estudiante Ingeniería Civil
Universidad de Oviedo, Energía
Becario
UO288902@uniovi.es

Mario SUÁREZ ÁLVAREZ
Ingeniero Civil
Media Madera, Ingenieros Consultores, S.L.
Doctorando Universidad de Oviedo
uo265199@uniovi.es

Carlos RODRÍGUEZ-CASADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Oviedo, Energía
Doctorando FPU
rodriguezccarlos@uniovi.es

Eduardo BLANCO-MARIGORTA
Dr. Ingeniero Industrial
Universidad de Oviedo, Energía
Catedrático
eblanco@uniovi.es

Pelayo FERNÁNDEZ-FERNÁNDEZ
Dr. Ingeniero Industrial
Universidad de Oviedo, Estructuras
Profesor Titular
fernandezpelayo@uniovi.es

Antonio NAVARRO-MANSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Oviedo, Energía
Profesor, CEO Fórmula Windy
navarroantonio@uniovi.es

Palabras clave: modelo a escala, túnel aerodinámico, CFD, visualización con humo, estructura metálica, energía, solar fotovoltaica.

Resumen

El aumento de la energía renovable ha generado interés en las instalaciones solares fotovoltaicas, pero la evaluación precisa de la carga de viento sigue siendo un desafío. Este estudio presenta un enfoque integral para abordar este desafío, destacando las ventajas de conjugar técnicas experimentales y computacionales.

Esta comunicación aborda la evaluación de la carga de viento en estructuras solares fijas mediante un enfoque multidisciplinario que combina pruebas en túnel aerodinámico (Figura 1), simulaciones de dinámica de fluidos computacional (CFD), verificación estructural y visualizaciones en túnel de humo (Figura 2). Se destacan las metodologías utilizadas para optimizar el diseño y la seguridad estructural de las mesas solares, abordando el cálculo de cada uno de sus elementos.

El estudio se dividió en cuatro fases principales: pruebas en túnel aerodinámico para obtener datos experimentales, simulaciones CFD para complementar los resultados experimentales, verificación estructural para garantizar la integridad del diseño y visualización en túnel de humo para mejorar la interpretación de los datos y explicación de los fenómenos fluidodinámicos asociados.

La correlación entre datos experimentales y numéricos permitió cálculos precisos de las cargas inducidas por el viento, facilitando la optimización del diseño estructural, en particular, de los voladizos de los pórticos y vigas longitudinales y transversales de soporte de los paneles solares.

Se han realizado consideraciones acerca del comportamiento de la capa límite atmosférica, la orografía, el resguardo de las filas interiores y la influencia de la direccionalidad del viento. Los resultados obtenidos contribuyen al avance y optimización del diseño de infraestructuras de energía renovable y la práctica de ingeniería.

Introduction of a New Benchmark for Single-Axis Solar Trackers: Standardizing Wind Tunnel Testing and Comparative Analysis



Figure 1. Torsional instability of the solar tracker.



Figure 2. Detailed view of the elements of the benchmark.

Carlos RODRÍGUEZ-CASADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Oviedo, Energía
Doctorando FPU
rodriguezccarlos@uniovi.es

José Luis RUIZ-MORAL
Aeronautical Engineer
Polytechnic School of Madrid, IDR
Ph.D. Candidate - FPU
joseluis_ruizmoral@hotmail.com

Juan Andrés CÁRDENAS-RONDÓN
Ph.D. Aeronautical Engineer
Polytechnic School of Madrid, IDR
Assistant Professor
rodriguezccarlos@uniovi.es

Eduardo BLANCO-MARIGORTA
Dr. Ingeniero Industrial
Universidad de Oviedo, Energía
Catedrático
eblanco@uniovi.es

Sebastián FRANCHINI LONGHI
Ph.D. Aeronautical Engineer
Polytechnic School of Madrid, IDR
Full Professor
fernandezpelayo@uniovi.es

Antonio NAVARRO-MANSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Oviedo, Energía
Profesor, CEO Fórmula Windy
navarroantonio@uniovi.es

Keywords: scale model, wind tunnel, aeroelasticity, torsional instabilities, single axis solar trackers.

Abstract

This communication introduces a novel benchmark for single-axis solar trackers, emphasizing the geometric and construction aspects essential for wind tunnel testing. The benchmark, derived from real-world prototypes, accurately replicates aeroelastic phenomena such as torsional instabilities critical for structural integrity and energy efficiency. By providing a standardized framework, this benchmark facilitates comparative analysis among wind tunnel laboratories, enabling advancements in single-axis solar tracker knowledge, design and performance. With the increasing use of single-axis solar trackers in renewable energy systems, understanding their dynamic behavior under wind loading is crucial.

The proposed benchmark meticulously replicates the geometric and construction features of real single-axis solar trackers, ensuring scalability from prototype to testing model. Similarity laws must be matched and all the elements, especially the hinges, the fixed section, the inertia, and stiffness of the torque tube has been reproduced. And by measuring forces on the driver and deflections all along the tracker, the 1 DOF flutter or “galloping” is thoroughly characterized.

The implementation of the benchmark promises to advance the understanding of single-axis solar tracker behavior under dynamic wind loading conditions. By focusing on geometric and construction aspects, researchers can identify design flaws and optimize tracker configurations to mitigate potential failure modes associated with aeroelastic instabilities. Moreover, the standardized framework fosters collaboration and knowledge sharing among Academia, Industry, and Regulatory Bodies, promoting innovation, and enhancing the reliability of renewable energy systems. And provides researchers and engineers with a consistent procedure for accurate wind tunnel testing.

Experiencias en la verificación estructural de elementos de hormigón reforzados con fibra de vidrio para el edificio Antares

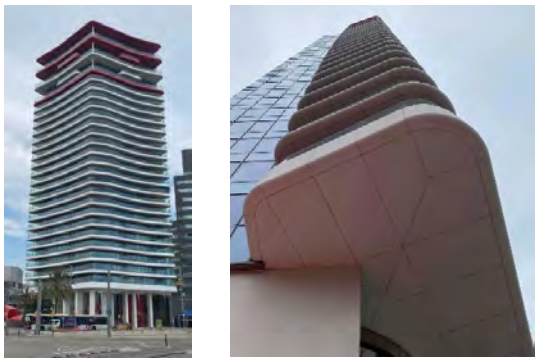


Figura 1. Paneles de antepecho y techo del caso de estudio; (a) vista general del edificio (b) vista detallada.



Figura 2. Vista detallada de los paneles de antepecho.

Alejandro NOGALES ARROYO
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya
Investigador posdoctoral
alejandro.nogales@upc.edu

Albert DE LA FUENTE ANTEQUERA
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya
Catedrático
albert.de.la.fuente @upc.edu

Marcos LÓPEZ ANTICH
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
mlopez@econcretus.com

Palabras clave: hormigón reforzado con fibras, fibra de vidrio, elementos de fachada, validación estructural, ensayo experimental, simulación EF.

Resumen

El uso del hormigón reforzado con fibras ha aumentado notablemente en los últimos años debido a la publicación de normativas y guías de diseño. Las fibras son usadas para la sustitución, parcial o total, del armado tradicional en múltiples elementos estructurales, entre los cuales cabe destacar su uso en pavimentos, cimentaciones o revestimientos de túneles de dovelas prefabricadas. En los últimos años, la combinación de hormigones de muy alto rendimiento (UHPC, sus siglas en inglés) junto con las fibras ha revolucionado la industria de prefabricación dando lugar a una amplia gama de posibilidades para la fabricación de distintos elementos arquitectónicos. El uso conjunto de estos materiales permite construir elementos con geometrías difícilmente alcanzables con el armado tradicional debido a formas complejas o a limitaciones de espesor. En este sentido, esta comunicación pretende documentar las experiencias para la validación estructural de dos elementos de fachada: paneles de antepecho y paneles de techo conformados con hormigón reforzado con fibras de vidrio (GFRC, sus siglas en inglés). La validación fue realizada mediante simulaciones de elementos finitos y ensayos experimentales, para los paneles de antepecho y de techo, respectivamente. Los elementos fueron usados para revestir la fachada de un singular edificio de viviendas en Barcelona de reciente construcción.

Hormigón reforzado con fibras sintéticas como armado de muros de edificación

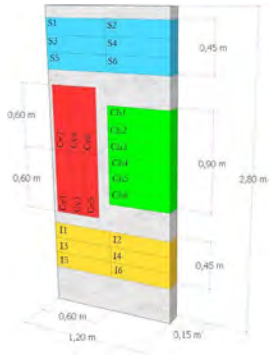


Figura 1. Muro prototipo y probetas obtenidas.

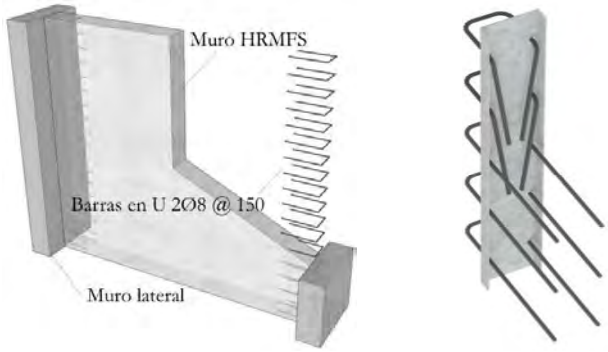


Figura 2. Armadura convencional en los muros cortos (a) disposición en los muros cortos y (b) representación gráfica de las "cajas de conexión".

Alejandro NOGALES ARROYO
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya
Investigador posdoctoral
alejandro.nogales@upc.edu

Miguel FERNÁNDEZ RUIZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Universidad Politécnica de Madrid
Catedrático
miguel.fernandezruiz@upm.es

Andrea MONSERRAT LÓPEZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya
Investigadora posdoctoral
andrea.monserrat@upc.edu

Dario REDAELLI
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
University of Applied Sciences Western Switzerland
Profesor
dario.redaelli@hefr.ch

Albert DE LA FUENTE ANTEQUERA
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya
Catedrático
albert.de.la.fuente @upc.edu

Palabras clave: hormigón reforzado con fibras, macrofibra sintética, muros de edificación, prueba piloto, construcción real.

Resumen

Los muros son elementos fundamentales para la construcción de edificios, transmitiendo las cargas verticales y dándoles capacidad portante. A diferencia de los muros principales (muros de carga) los muros divisorios de hormigón se han postulado como una solución muy competitiva a nivel de aislamiento acústico y rigidez. Estos muros, aparte de ser usados para dividir el espacio, deben asegurar cierta capacidad portante, distribuyendo fuerzas entre pisos. Los muros divisorios disponen de un armado mínimo para controlar la fisuración ante los posibles esfuerzos generados por la retracción, gradientes térmicos o fricciones entre los forjados inferiores y superiores. La solución de hormigón exige una gran coordinación en el proceso constructivo ya que el forjado superior sólo puede ser hormigonado una vez construido el muro, por ello, los tiempos de construcción deben ser lo más optimizados posibles. En este sentido, el uso de fibras como alternativa al armado mínimo convencional se postula como una potencial solución. El hormigón reforzado con fibras ha demostrado una gran capacidad para el control de la fisuración, dotando al hormigón con resistencia residual tras la fisuración además de ser una solución competitiva a nivel constructivo, facilitando la puesta en obra y reduciendo tiempos de ejecución. En este escenario, esta comunicación recoge los resultados de una experiencia piloto en muros divisorios armados con macrofibra sintética. En primer lugar, se hormigonó un prototipo a escala real (2.8×1.2×0.15 m) para evaluar la distribución de las fibras y pequeños especímenes para medir la resistencia residual, la retracción y la fluencia del hormigón. En segundo lugar, con la misma dosificación que en el prototipo, se hormigonaron 3 muros (dos de 2.6×2.8×0.24 m y uno de 2.6×13.0×0.24 m) en un edificio de viviendas en Suiza. Los muros fueron monitorizados durante 120 días para la detección y la evolución de la fisuración.

Relevancia de la modelización de grietas en el comportamiento estructural de torres de tapia

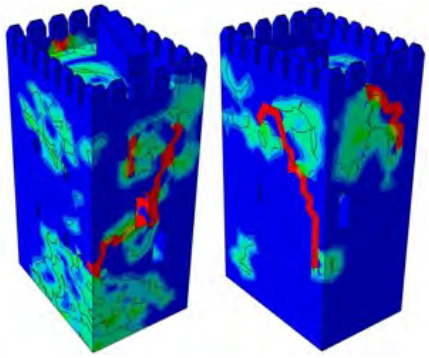


Figura 1. Propagación de grietas en el análisis pushover de la Torre de Muhammad.

Fernando ÁVILA
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia
Profesor Ayudante Doctor
favila@mes.upv.es

Esther PUERTAS
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesora Titular de Universidad
epuertas@ugr.es

Celia TORRÚS
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Egresada
tc.celia@gmail.com

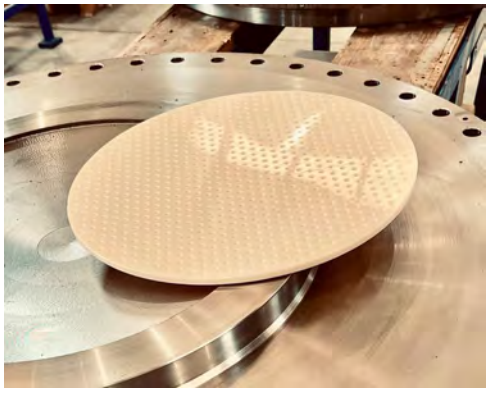
Rafael GALLEGO
Dr. Ing. Industrial
Universidad de Granada
Catedrático de Universidad
gallego@ugr.es

Palabras clave: durabilidad y mantenimiento de estructuras, tapial, propagación de grietas, XFEM, análisis pushover, torre, Alhambra.

Resumen

La presencia de grietas, fruto de la acción de diversos tipos de cargas a lo largo del tiempo, es común en numerosos edificios históricos, y particularmente en aquellos construidos con la técnica del tapial. Sin embargo, y pese a que el uso de técnicas de análisis numérico para la evaluación estructural de construcciones históricas está ampliamente extendido en la actualidad, no son muchos los estudios que tienen en cuenta la presencia de las grietas existentes y su potencial propagación ante la acción de nuevas cargas. En este sentido, el presente estudio plantea la modelización y análisis de estructuras de tapia mediante el método de los elementos finitos extendido (XFEM), capaz de representar las grietas existentes en la estructura y simular su propagación. Con este objetivo, y empleando como caso de estudio la Torre de Muhammad de la Alhambra de Granada (España), construida en tapia en el siglo XIII y que presenta numerosas grietas como resultado de la acción de varios terremotos y numerosas intervenciones, se lleva a cabo un análisis estático a peso propio y un análisis estático no lineal de tipo *pushover*, que simula una carga sísmica. Como resultado, es posible observar la capacidad del modelo XFEM para predecir la propagación del daño en la torre y el efecto de la inclusión de las grietas en su comportamiento estructural.

Estudio del desempeño de un nuevo material deslizante para utilizar en apoyos estructurales



Mariela CORDERO VERGE
PhD Ingeniera Civil.
MK4 WORLD WIDE, S.L.
Directora de I+D.
mcordero@mekano4.com

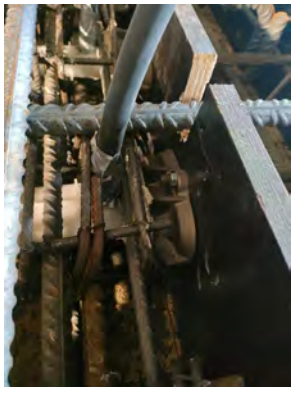
Rafael DE LA SOTILLA CLARASÓ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
MK4 WORLD WIDE, S.L.
Presidente.
rsotilla@mekano4.com

Palabras clave: apoyos estructurales, material deslizante, capacidad portante, durabilidad.

Resumen

Los apoyos estructurales enfrentan desafíos por variaciones térmicas y cargas dinámicas derivadas del cambio climático y tráfico intenso, además, las regulaciones europeas eliminarán antes del 2030 el PTFE por su impacto ambiental. Este trabajo presenta un material deslizante no ferroso basado en poliamida-polietileno modificado (MKSM), donde se presenta todos los estudios realizados para analizar propiedades mecánicas, resistencia al desgaste, humedad y comportamiento a largo plazo. Los resultados confirman que el MKSM cumple con todos los requisitos normativos y aporta una alternativa eficiente y sostenible para reemplazar el PTFE en aplicaciones estructurales.

Desarrollo de un nuevo sistema de anclajes planos de postesado para losas de espesor reducido





Mariela CORDERO VERGE
PhD Ingeniera Civil.
MK4 WORLD WIDE, S.L.
Directora de I+D.
mcordero@mekano4.com

Rafael DE LA SOTILLA CLARASÓ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
MK4 WORLD WIDE, S.L.
Presidente.
rsotilla@mekano4.com

Palabras clave: postesado, edificación, simulación EF, adherente, no adherente, campaña experimental.

Resumen

Las estructuras destinadas a edificaciones enfrentan el desafío de equilibrar la magnitud de su tamaño y la singularidad de los esfuerzos requeridos con los requisitos específicos de su diseño arquitectónico. Los sistemas de postesado se presentan como una solución innovadora y efectiva para armonizar esta compleja relación, facilitando la gestión de las demandas y complejidades asociadas tanto a la escala monumental como a las particularidades estructurales de la edificación.

Siendo una constante en el campo de la obra civil que los sistemas de postesado están expuestos a la búsqueda permanente de mejoras en sus diseños, prestaciones tanto de capacidad resistente como facilidad en su instalación. En particular, los forjados de hormigón han experimentado una evolución continua con la introducción de sistemas de pretensado en la década de 1930, que marcaron un hito en la industria.

En este artículo se presenta todo el desarrollo realizado para obtener un nuevo sistema de anclajes de postesado innovador desde su concepción de funcionamiento hasta su modularidad que junto con la reducción de peso hacen que cuente con una instalación simplificada respecto de los sistemas habituales y brindan la posibilidad de un control exhaustivo.

El proceso de investigación comenzó con el modelado de la primera idea mediante elementos finitos que se fue optimizando hasta el diseño final para luego fabricar prototipos que han sido validados mediante amplias campañas experimentales.

Las conclusiones extraídas de esta investigación ofrecen una nueva visión de los sistemas de postesados, destacando los avances en diseño que han permitido superar con éxito toda la etapa experimental, como luego todas las exigencias requeridas por las normativas vigentes. Este enfoque científico en la evolución y optimización de anclajes activos en forjados de hormigón contribuye significativamente al progreso continuo en la industria de la construcción civil.

Material and Structural Response of Textile Reinforced Concrete With Fibres

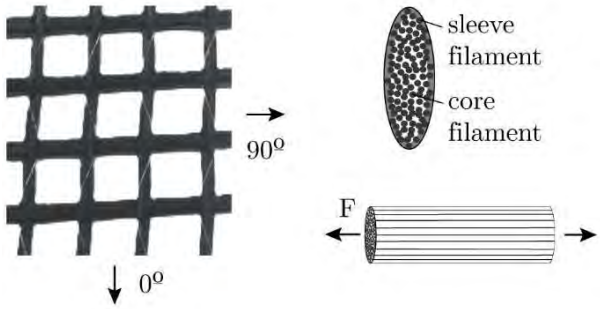


Figure 1. Carbon-textile bi-directional fabric.

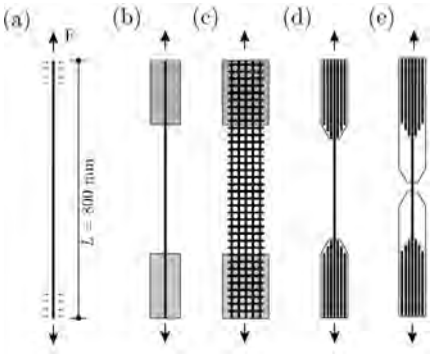


Figure 2. Carbon-textile specimens typology.

Julie DEVENES
MS, est. doctorado
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
j.devenes@upm.es

Gonzalo SANZ-DIEZ DE ULZURRUN CASALS
PhD, prof. ayudante doctor
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
g.ulzurrun@upm.es

Álvaro PICAZO IRANZO
PhD, prof. titular
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
a.picazo@upm.es

Leonardo TODISCO
PhD, prof. contr. doctor
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
leonardo.todisco@upm.es

Carlos ZANUY SÁNCHEZ
PhD, catedrático
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
carlos.zanuy@upm.es

Alejandro ENFEDAQUE
PhD, prof. titular
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
alejandro.enfedaque@upm.es

Miguel FERNÁNDEZ RUIZ
PhD, catedrático
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
miguel.fernandezruiz@upm.es

Keywords: textile reinforced concrete, toughness, FRC, structural response, experimental programme.

Abstract

Given the need to find solutions to reduce environmental impacts associated to construction, Textile Reinforced Concrete (TRC) offers a promising alternative for building with cementitious-based materials in a more efficient manner and with a lower carbon footprint. In TRC, steel rebars used in conventional reinforced concrete are replaced by a carbon-fibre fabric. Due to the high performance of this material and to its insensitivity to corrosion, significant mechanical performance can be achieved while considerably reducing the quantity of material used and amount of clinker required for production of the cement.

Nevertheless, further research is required to better understand the structural behavior of TRC, namely with respect to its brittle structural response. This work investigates the enhancement of the structural behaviour of TRC by increasing its toughness. Following the selection of carbon-fibre fabric and the cementitious materials, two approaches are investigated. First, at material level, polyolefin fibres are added to the cementitious material mix, controlling splitting failures and providing enhanced toughness. Secondly, at structural level, a fuse-strategy is investigated, by arranging weak areas governed by pull-out of the fabric. To assess the benefits of these approaches, an experimental programme on the tensile behaviour of TRC tiles is introduced. It show that the failure mode depends on the orientation and undulations of the textile, which can lead to delamination failures. A theoretical model predicts the tensile behaviour of TRC, including cases with and without delamination.

Avances en técnicas de aceleración en el cálculo de envolventes para diseño de puentes de ferrocarril de alta velocidad

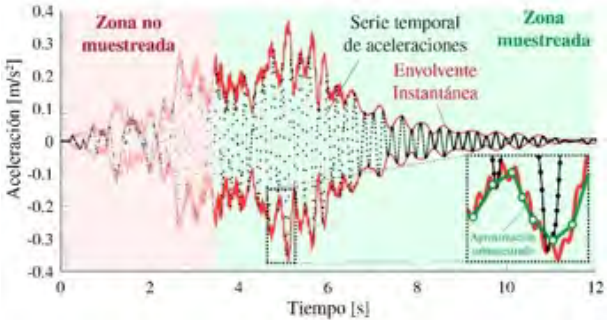


Figura 1. Concepto del enfoque propuesto combinando el metamodelo HTSA y un muestreo reducido.

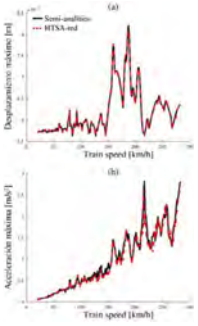


Figura 2. Envolventes absolutas máximas de desplazamientos (a) y aceleraciones (b) del viaducto de Santa Ana en función de la velocidad del tren, determinadas mediante el método semi-analítico ($\Delta t = \frac{T_{min}}{10}, t_i = 0$) y el metamodelo HTSA-red ($\Delta t = T_{min}, t_i = \frac{0,5L}{v}$). Los desplazamientos y aceleraciones se han calculado en el borde de la capa de balasto en el centro del vano central (Tren A1 del modelo HSML-A del Eurocódigo).

Alejandro Enrique MARTÍNEZ CASTRO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
amcastro@ugr.es

Enrique GARCÍA MACÍAS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
enriquegm@ugr.es

Alejandro CASTILLO LINARES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras
CEO
acastillo@acl-estructuras.com

Palabras clave: dinámica, puentes, ferrocarril de alta velocidad, envolventes, resonancia, IAPF, Eurocódigo 1, métodos numéricos.

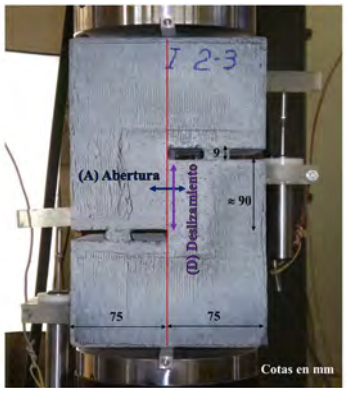
Resumen

Esta comunicación presenta un avance respecto a la solución semi-analítica para el análisis de puentes de ferrocarril de alta velocidad, publicada en 2006 por dos de los autores. La principal ventaja de esta solución procede de la integración exacta de las ecuaciones modales en el dominio del tiempo, sobre una malla de elementos finitos. Con ello se elimina la necesidad de introducir un paso de tiempo de integración, y en su lugar, se propone un *paso de tiempo de muestreo*, para localizar los máximos de las funciones objetivo en los diferentes puntos de post-proceso definidos en el tablero del puente.

Se explora en este trabajo la aplicación de la Transformada de Hilbert y la optimización de los tiempos de evaluación. Se presenta la extracción analítica de las curvas de envolvente instantánea. Estas curvas son menos oscilantes que las originales. Permitiendo así un muestreo para la localización de máximos más rápido. Adicionalmente, se explora la capacidad de la solución de iniciar sus tiempos de análisis para cualquier posición del tren, de forma exacta. Esto es especialmente relevante en casos resonantes, ya que las amplificaciones se producen en estadios avanzados del paso de la carga móvil.

Se presentan ejemplos numéricos tomados de estructuras reales. Se han seleccionado casos singulares, que por sus características (débil amortiguamiento, geometría, etc) requieren tiempos de cálculo elevados. Entre ellos, el viaducto de Rodenillo, o el Arco de Santa Ana. Se muestra toda la potencialidad de estas técnicas avanzadas para la optimización y mejora en el diseño.

Aplicación de la teoría de corte-fricción en hormigón reforzado con fibras de acero



Álvaro PICAZO IRANZO
Dr. U. Politécnica de Madrid
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Titular de Universidad
a.picazo@upm.es

Jaime C. GÁLVEZ RUIZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
Catedrático de Universidad
jaime.galvez@upm.es

Marcos GARCÍA ALBERTI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Titular de Universidad
marcos.garcia@upm.es

Alejandro ENFEDAQUE DÍAZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Titular de Universidad
alejandro.enfedaque@upm.es

Palabras clave: hormigón, fibras de acero, corte-fricción, cortante, push-off.

Resumen

Las fibras de acero, como material de refuerzo en el hormigón, pueden tener carácter estructural si consiguen alcanzar las condiciones establecidas por las normativas. Estas condiciones se refieren a los valores de resistencias residuales a tracción por flexión. Sin embargo, existen dudas de la idoneidad del uso de estas resistencias en el cálculo a cortante. Con el fin de estudiar el comportamiento del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) bajo esfuerzos cortantes diversos estudios han usado ensayos de vigas sometidas a flexión y cortante o ensayos de corte directo (tipo *push-off*). Hasta ahora, las investigaciones han mostrado que es posible reducir o incluso eliminar los cercos de acero por el refuerzo con fibras estructurales ya que las fibras cosen los lados de las fisuras, reducen el tamaño de éstas y evitan el colapso del material. Sin embargo, no está clara la importancia que tienen el engranamiento de áridos y efecto pasador de la armadura en la teoría de corte-fricción. Por ello, se ensayaron probetas de HRFA en ensayos de tipo *push-off* en los que se midieron las aberturas de fisura y los desplazamientos relativos entre los lados de las fisuras mediante video-extensometría para intentar relacionarlos con la teoría de corte-fricción mediante el modelo analítico de Walraven, adaptado por los autores a HRFA. La comparación de los resultados experimentales y del modelo de corte-fricción mostró que el modelo reproduce adecuadamente el comportamiento del HRFA sometido a esfuerzos de corte-fricción. El comportamiento de corte-fricción aparece cuando se ha fisurado el hormigón y el deslizamiento tangencial entre las caras de la grieta moviliza los mecanismos de engranamiento de áridos y efecto pasador de las fibras.

Comportamiento y resistencia de regiones nodales en pórticos de hormigón armado sometidos a momentos de apertura: evaluación y propuesta de diseño

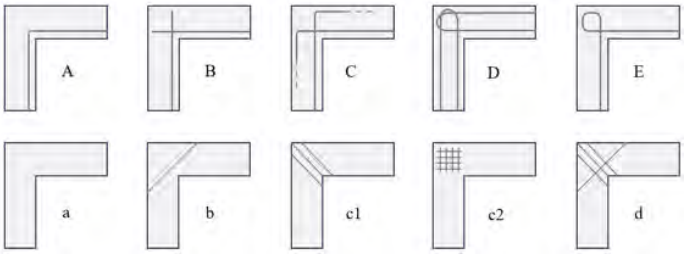


Figura 1. Detalles de armado de las regiones nodales evaluadas: (a) armado de flexión; (b) armadura transversal.

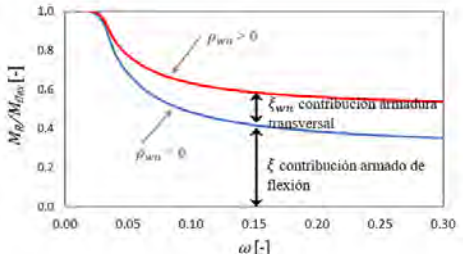


Figura 2. Modelo resistente para el diseño de regiones nodales sometidas a momentos de apertura (MR: momento resistente del detalle, Mflex: Momento correspondiente a la capacidad por plastificación del armado).

Andrea MONSERRAT LÓPEZ
Dra. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
UPC
Investigadora Posdoctoral
andrea.monserrat@upc.edu

Duarte VIULA FARIA
Dr. Ing. Civil
MFIC Ingénieurs Civils SA
Socio
duarte.viulafaria@mfic.ch

Fabio BRANTSCHEN
Dr. Ing. Civil
Armasuisse Immobilien
Consejero Especialista Sénior
fabio.brantschen@armasuisse.ch

Miguel FERNÁNDEZ RUIZ
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
UPM
Catedrático
miguel.fernandezruiz@upm.es

Palabras clave: ensayos experimentales, base de datos, regiones nodales, hormigón armado, bielas y tirantes, resistencia, capacidad de deformación.

Resumen

Las regiones nodales están presentes en un gran número de estructuras de hormigón armado, tales como pórticos, secciones de túnel, muros de contención, etc. Estas regiones de discontinuidad (regiones D) no admiten la aplicación de la teoría de vigas para el diseño del armado. De hecho, la disposición y detalle del armado en las zonas nodales condiciona en gran medida su comportamiento (resistencia y capacidad de deformación de la estructura global), como ha podido verificarse experimentalmente en el pasado.

Sobre esta temática, en el presente trabajo se ha recopilado una extensa base de datos de regiones nodales de pórticos de hormigón armado sometidos a momentos de apertura. Se recogen un total de 105 ensayos procedentes de programas experimentales realizados entre 1969 y 2013. La capacidad resistente y de deformación de estos elementos estructurales se evalúa en el caso de las disposiciones de armado recogidas en la Figura 1 (armado de flexión o principal y armadura transversal o secundaria).

Tomando como referencia las curvas experimentales momento-rotación y los parámetros geométricos y mecánicos de estas regiones, se obtienen los valores de resistencia (M_R) según las cuantías de refuerzo mecánico (ω) para cada uno de los detalles de armado. Considerando estos resultados y considerando modelos de bielas y tirantes para las regiones D, se proponen expresiones de diseño para el cálculo de la resistencia en regiones sin y con armadura transversal (ver Figura 2). Además, se propone una expresión para caracterizar el ablandamiento por deformación para este tipo de elementos estructurales.

Casos prácticos de empleo de técnicas de impacto-eco para la detección de defectos en estructuras de hormigón

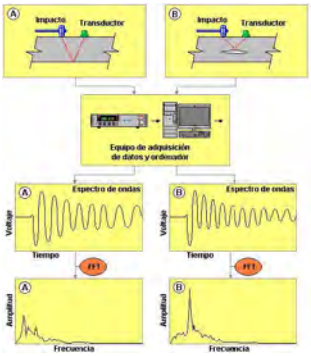


Figura 1. Esquema de ensayo de impacto-eco.



Figura 2. Realización de ensayo de impacto-eco.

Idoya SANZ RUIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Directora del Área de Ensayos Estructurales de INTEMAC
isanz@intemac.es

Pedro LÓPEZ SÁNCHEZ
Dr. en Ciencias Químicas.
Director del Laboratorio Central de INTEMAC
plopez@intemac.es

Palabras clave: hormigón, delaminación, ensayo no destructivo (END), impacto-eco, defecto.

Resumen

En este artículo se presentan tres casos prácticos de detección de defectos en el hormigón (oquedades, delaminaciones, discontinuidades u otras anomalías) mediante ensayos de impacto-eco. Se describe la técnica empleada, basada en la norma ASTM C1383, que se fundamenta en el análisis de las ondas de presión generadas por impactos mecánicos, propagadas en el hormigón y reflejadas en discontinuidades o delaminaciones. En cada caso práctico se presenta el análisis de los resultados de ensayo y las conclusiones obtenidas. Por último, se describen las limitaciones existentes para una correcta interpretación de los resultados de los tres casos prácticos presentados.

Redes neuronales y *kriging* para la optimización de la huella de carbono de puentes losa pretensados



Lorena YEPES BELLVER
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Profesora Asociada de Universidad
loyebel@alumni.upv.es

J. NAVARRO MARTÍNEZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Profesor Asociado de Universidad
ignamar1@upvnet.upv.es

Julián ALCALÁ GONZÁLEZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Profesor Titular de Universidad
jualgon@cst.upv.eslgnacio

Víctor YEPES PIQUERAS
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
vyepesp@cst.upv.es

Palabras clave: sostenibilidad y ciclo de vida de las estructuras, optimización, metamodelos Kriging, redes neuronales, metaheurísticas, puente losa postesado, sostenibilidad, huella de carbono.

Resumen

El artículo compara el rendimiento de Kriging y una red neuronal Perceptrón multicapa para la optimización energética en puentes de losas aligeradas pretensadas. Para ello se han empleado soluciones de un paso superior de carretera real donde, para cada una de ellas, se ha evaluado la emisión de CO_2 necesario para su construcción. Se ha comprobado que la superficie de respuesta que evalúa la huella de carbono es compleja y muy escarpada, con numerosos óptimos locales, lo cual muestra la complejidad del problema. El objetivo principal de este estudio es evaluar y comparar la eficacia de varios métodos de predicción espacial en una simulación aplicada para optimizar la emisión de CO_2 durante la construcción de tableros de puentes pretensados. Se lleva a cabo una exhaustiva revisión bibliográfica para realizar un análisis transversal e identificar los parámetros de diseño cruciales. A partir de este análisis, se determinan las variables de diseño clave que pueden mejorar la eficiencia energética del forjado. Se ha verificado en este problema que tanto los modelos Kriging como las redes neuronales Perceptrón multicapa ofrecen predicciones por encima de los valores observados. Aunque el estudio de simulación indica que el rendimiento de predicción espacial de la red neuronal es algo más débil que el del método Kriging, sigue siendo un buen competidor. Con todo, tanto los modelos Kriging como las redes neuronales no logran predicciones precisas de la función objetivo, pero orientan sobre la zona del espacio de soluciones más prometedora. Por este motivo, aunque los metamodelos puedan establecer una superficie de respuesta, es necesario optimizar dicha superficie para alcanzar la determinación de un mínimo local.

Sostenibilidad y resiliencia en estructuras de edificación con forjados con losas aligeradas multiaxiales



Figura 1. Losa aligerada biaxial "Unidome".

Antonio José SÁNCHEZ GARRIDO
Arquitecto, MSc.
Dpto. de Ingeniería de la Construcción
Universitat Politècnica de València
asangar@doctor.upv.es

Ignacio J. NAVARRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, PhD.
Dpto. de Ingeniería de la Construcción
Universitat Politècnica de València
ignamar1@cam.upv.es

Victor YEPES PIQUERAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, PhD.
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
vyepesp@cst.upv.es

Palabras clave: sostenibilidad, métodos modernos de construcción, losa aligerada multiaxial, mantenimiento, corrosión, ciclo de vida.

Resumen

Los métodos modernos de construcción (MMC) están revolucionando el sector, ofreciendo soluciones efectivas a desafíos críticos como la sostenibilidad y la reducción del impacto ambiental a lo largo del ciclo de vida de los edificios. Al adoptar estos métodos, que se basan en la industrialización y la modularización, los proyectos de construcción pueden acelerar los plazos de ejecución y disminuir significativamente los residuos en comparación con las técnicas convencionales. Al mismo tiempo, los avances en materiales y tecnologías han permitido el desarrollo de estructuras innovadoras, mejorando aspectos como el diseño, la durabilidad, la resistencia, el rendimiento y la sostenibilidad. Un ejemplo destacado en hormigón armado son las losas aligeradas biaxiales, que se presenta como una alternativa sostenible para forjados, optimizando el consumo de materiales y minimizando su impacto ambiental.

Por otro lado, la corrosión sigue siendo una de las principales patologías que afectan al hormigón armado en entornos agresivos. Históricamente, se ha priorizado la reducción del impacto inicial de la construcción, dejando de lado el mantenimiento y la gestión al final de la vida útil de las estructuras. Este artículo presenta una metodología para evaluar la sostenibilidad de las estrategias de mantenimiento reactivo en estructuras de hormigón armado basadas en MMC, expuestas a cloruros. Se analizan cinco alternativas de diseño que ofrecen diferentes enfoques para mejorar la durabilidad, teniendo en cuenta las necesidades de reparación a medida que la estructura se deteriora. Mediante un modelo multicriterio FUCOM-TOPSIS, se agregan cuatro criterios de sostenibilidad que integran los impactos económicos y ambientales a lo largo del ciclo de vida del edificio.

En conclusión, la combinación de los MMC con el uso de nuevas tecnologías para optimizar el comportamiento y la durabilidad del hormigón armado ofrece una oportunidad única para transformar el sector hacia un enfoque más resiliente, eficiente y sostenible.

Incorporación de una nueva última línea de defensa frente a colapsos progresivos en estructuras prefabricadas de hormigón



Figura 1. Estado del edificio tras la Fase 1 del ensayo experimental.



Figura 2. Estado del edificio tras la Fase 2 del ensayo experimental.

Manuel BUITRAGO
Dra. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Investigador Posdoctoral
mabuimo1@upv.es

Nirvan MAKOOND
Dr. Ing. Civil
Universitat Politècnica de València
Investigador Posdoctoral
ncmakoon@upv.es

Jose M. ADAM
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
joadmar@upv.es

Palabras clave: colapso progresivo, robustez estructural, estructuras prefabricadas de hormigón.

Resumen

Las estructuras prefabricadas de hormigón se utilizan cada vez más por sus ventajas en cuanto a seguridad, eficiencia, durabilidad y sostenibilidad. Sin embargo, todavía existe la idea de que estos sistemas son poco resilientes y muy vulnerables frente a escenarios de fallo estructurales. Esta percepción viene fomentada por cómo los diferentes elementos se conectan entre sí, y por colapsos históricos como el de Ronan Point (Reino Unido, 1970). Desde entonces, se ha tratado de mejorar la robustez (insensibilidad al fallo) de este tipo de estructuras garantizando una continuidad extensiva en el sistema estructural. El objetivo es garantizar el desarrollo de caminos alternativos de carga eficaces para redistribuir las cargas de los componentes que fallan a los elementos vecinos. Aunque se ha demostrado que este enfoque previene eficazmente el inicio del colapso causado por pequeños fallos iniciales, nuestras simulaciones computacionales indican que puede conducir a un colapso total del edificio en el caso de grandes fallos iniciales. Para anticiparnos a esta situación, proponemos un enfoque de diseño novedoso basado en la jerarquía de fallos, que añade una nueva última línea de defensa al edificio. El edificio se diseña para que determinados elementos fallen antes de que lo hagan componentes críticos para la estabilidad global del sistema estructural, permitiendo así aislar el fallo a una pequeña parte de la estructura antes de que propague de forma desproporcionada. Para validar el concepto, realizamos una campaña experimental única en un edificio-probeta prefabricado a escala real. El programa de ensayos se dividió en dos fases para someter a la probeta a pequeños (Figura 1) y grandes fallos iniciales (Figura 2). De este modo se garantiza la seguridad de la estructura en escenarios de fallos iniciales pequeños, mientras que se permite aislar y detener la propagación del fallo en el caso de grandes fallos iniciales.

Diseño sísmico de las estaciones enterradas de la línea 2 del metro de Lima (Perú)



Figura 1. Líneas 2 y 4 del Metro de Lima (fuente: Concesionario Metro de Lima Línea 2).

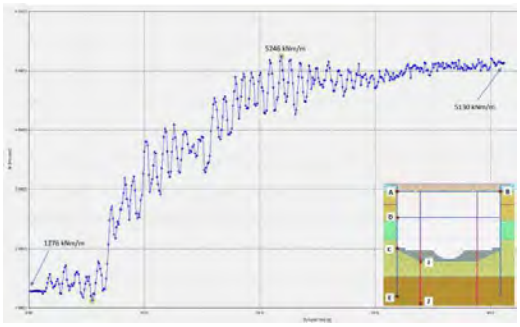


Figura 2. Evolución temporal de momentos flectores en la pantalla a nivel de contrabóveda (C).

Eduardo SALVADOR MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Geología y Geotecnia
esalvador@typsa.es

Emiliano GÓMEZ GARCÍA
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
egomez@typsa.es

Fernando DÍEZ RUBIO
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Geología y Geotecnia
fdiez@typsa.es

Álvaro DEL CUVILLO MARTÍNEZ RIDRUEJO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
adelcuvillo@typsa.es

Palabras clave: estructuras enterradas, cálculo sísmico-dinámico, interacción suelo-estructura.

Resumen

Las estaciones subterráneas de la Línea 2 del Metro de Lima se diseñaron y construyeron como falsos túneles entre pantallas continuas de hormigón. En este artículo se describe el diseño y cálculo sísmico de estas estructuras enterradas. La metodología empleada consistió en el análisis dinámico-transitorio en el dominio del tiempo de un modelo de elementos finitos con interacción suelo-estructura, excitado en su base por medio de un acelerograma que reproduce la acción sísmica de cada escenario. La respuesta de la estructura se modelizó en régimen elástico para el escenario Operacional, y en régimen elastoplástico con formación de rótulas y diagrama momento-curvatura para el escenario de No Colapso.

Diseño frente a fuego en las dovelas del metro de Sídney

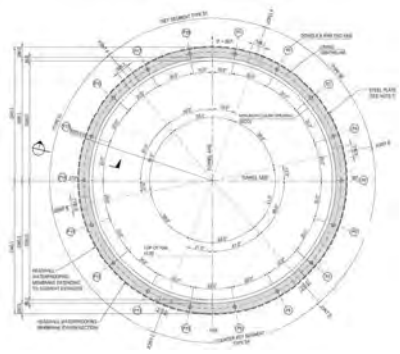


Figura 1. Anillo de dovelas. Geometría general.

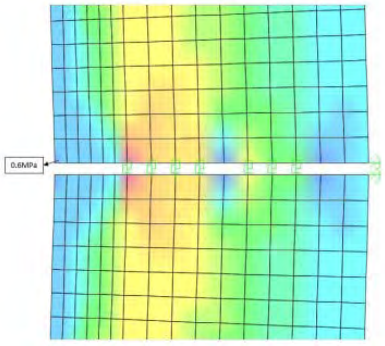


Figura 2. Tensiones circunferenciales [MPa] cerca de la junta radial.

Itziar FERNÁNDEZ ORTEGA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
ifernandez@typsa.es

Xavier TORELLÓ CIRIANO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
xtorello@typsa.es

Emiliano GÓMEZ GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
egomez@typsa.es

Palabras clave: diseño frente a fuego, dovelas, curva tiempo-temperatura RABT-ZTV, curva Eureka, EN 1992-1-2, método avanzado de diseño frente a fuego.

Resumen

El proyecto *"Sydney Metro West – Central Tunnelling Package (CTP)"* consiste en la construcción de 11 km de doble túnel construidos mediante tuneladoras (TBM) y revestimiento de dovelas prefabricadas, que discurre desde la futura estación de *"The Bays"* hasta la estación *"Sydney Olympic Park"*.

Garantizar la seguridad de los usuarios, de los empleados y de los servicios de extinción de incendios mediante la resistencia al fuego es una de las consideraciones de diseño más importantes del proyecto. El revestimiento de hormigón del túnel se ha diseñado y construido para garantizar la integridad funcional y estructural en caso de incendio para la curva tiempo – temperatura RABT-ZTV para ferrocarriles durante al menos 170 minutos. Esta integridad se garantizará tanto durante el incendio como después del mismo, lo que permitirá volver a poner en servicio la infraestructura lo antes posible, manteniendo la estabilidad estructural a las temperaturas resultantes experimentadas durante y después del incendio.

El comportamiento del hormigón frente al fuego se ha calculado adoptando un procedimiento que considera la difusión de temperaturas en el revestimiento y la variación en las propiedades del hormigón armado con fibras de acero en función de la máxima temperatura alcanzada en cada zona (deformación, rigidez y resistencia), siguiendo el método avanzado de la norma EN 1992-1-2. Dando como resultado, a partir de un modelo No-Lineal, los esfuerzos seccionales en hipótesis de fuego, de forma que se puede comprobar, la resistencia de la sección afectada por los mismos.

Adicionalmente, en esta comunicación, se explicará la metodología del ensayo frente a fuego realizado para validar el hormigón del revestimiento, así como los criterios seguidos para su aceptación.

Diseño de dovelas en túneles TBM con hormigón reforzado con fibras de acero en el metro de Sídney

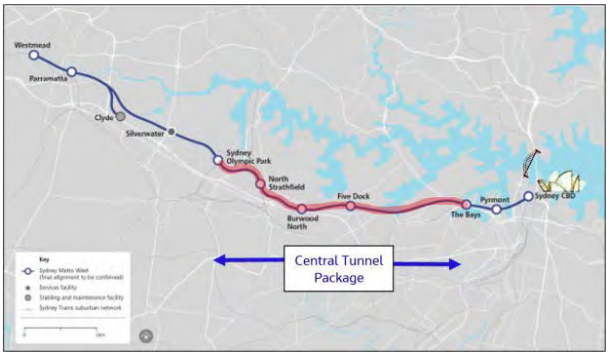


Figura 1. Planta de ubicación del proyecto Metro de Sídney oeste, tramo central.

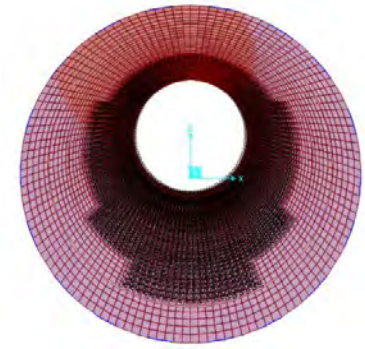


Figura 2. Condiciones de apoyo de los distintos anillos según avance y montaje de los mismos en la TBM.

Javier VAQUERO MOLINA
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
jvaquero@typsa.es

Xavier TORELLÓ CIRIANO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
xtorello@typsa.es

Emiliano GÓMEZ GARCÍA
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
egomez@typsa.es

Adrián SALAS CALVO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
etorralba@typsa.es

Ángel DENIA BERROCOSO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Dpto. de Estructuras
adenia@typsa.es

Palabras clave: metro de Sydney, túnel de dovelas, revestimiento de túneles, hormigón reforzado con fibras de acero, comportamiento no-lineal.

Resumen

En el proyecto de construcción del tramo central del metro de Sydney oeste, con una longitud de 11km de doble túnel construidos mediante tuneladoras (TBM), se ha empleado una solución de anillo de dovelas de hormigón reforzado con fibras de acero, recurriéndose únicamente a dovelas armadas en las aperturas de las galerías transversales. Con un diámetro interior de 6.17 m y un espesor de 0.26 m, para el diseño se han realizado cálculos detallados con modelos no lineales para evaluar el comportamiento del hormigón armado con fibras de acero. Además, se han llevado a cabo ensayos a escala reducida para validar el comportamiento de los modelos de hormigón con fibras en las juntas entre dovelas.

El hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) en sustitución del armado tradicional se está convirtiendo en la opción preferente a la hora de abordar el diseño de revestimientos de dovelas prefabricadas para túneles mecanizados (TBM). En los últimos años, las gamas de fibras de última generación, los avances en materia de normalización junto con las modernas herramientas de cálculo han permitido optimizar aún más sus diseños.

El empleo de análisis No Lineales y particularmente con no linealidad del material se presenta como herramienta para verificar la viabilidad de las juntas radiales y circunferenciales reforzadas únicamente con fibras durante situaciones transitorias y permanentes.

Mejora de la robustez de edificios existentes mediante vigas en cubierta

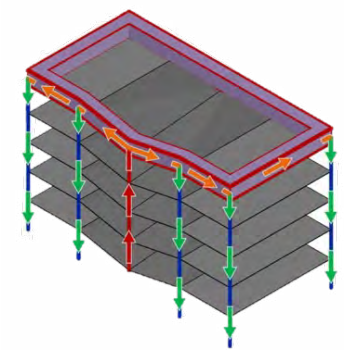


Figura 1. Esquema conceptual de la suspensión de los forjados de la viga de refuerzo.

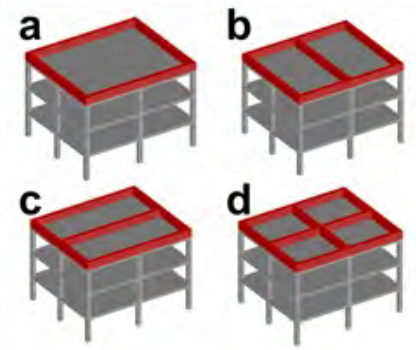


Figura 2. Ejemplos de posibles disposiciones de vigas de refuerzo, ordenadas de menor (a) a mayor (d) longitud total.

Lisbel RUEDA-GARCÍA
Dra. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Investigadora Posdoctoral
lisruega@upv.es

Brais BARROS
Dr. Ing. Industrial
Universitat Politècnica de València
Investigador Posdoctoral
bbargon1@upv.es

Juan S. FONTALVO-GARCÍA
MSc. Ing. Civil
Universitat Politècnica de València
Investigador. Estudiante de Doctorado
jsfonga1@upv.es

Marcos ARIAS-GRACEY
Ingeniero Civil
Universitat Politècnica de València
Investigador. Estudiante de Doctorado
marigra2@upv.es

Manuel BUITRAGO
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Investigador Posdoctoral
mabuimo1@upv.es

Jose M. ADAM
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
joadmar@upv.es

Palabras clave: eventos extremos, colapso, robustez, refuerzo, edificio existente, simulaciones numéricas.

Resumen

El incremento constante de eventos extremos hace necesario contar con edificios robustos capaces de soportar daños iniciales locales sin que se produzca una propagación de fallos que afecte a toda o gran parte de la estructura. Este requisito, que puede ser sencillo de exigir en edificios de nueva construcción, hace que se requiera reforzar edificios existentes.

La mayoría de técnicas de refuerzo no son aplicables a estructuras existentes, ya que requieren una intervención excesivamente invasiva o compleja y tienen un carácter local, siendo ineficientes a nivel global. Además, la gran mayoría de los edificios existentes en todo el mundo fueron diseñados sin considerar criterios de robustez. Entre estos edificios se encuentran tanto edificios de alta ocupación o alto riesgo, tales como oficinas u hospitales, como edificios de viviendas. En consecuencia, urge encontrar soluciones prácticas y eficientes para mejorar la robustez de los edificios existentes.

Este trabajo de investigación busca desarrollar un novedoso planteamiento basado en vigas de refuerzo en la cubierta de los edificios. En el caso de fallo de una o varias columnas de las plantas inferiores (Figura 1), los forjados se suspenden de estas vigas, evitando el refuerzo del edificio completo bajo estos mismos escenarios de fallo. Aquellos edificios objeto de ser reforzados se equipan con una viga de refuerzo que puede tener diversas configuraciones (véase Figura 2, por ejemplo), y que provee a la estructura de la robustez requerida.

Este artículo propone una metodología para analizar la robustez de edificios de hormigón armado, identificar el refuerzo óptimo en cubierta y estudiar la efectividad de dicho refuerzo por medio de simulaciones numéricas, que podría ser implementada por profesionales del sector. Además, se presentan resultados preliminares que justifican la viabilidad de aplicación de esta nueva técnica de refuerzo para adaptar los edificios a las exigencias de robustez actuales.

Introducción a una construcción modular de vigas híbridas compuestas por segmentos poliméricos de plástico impresos en 3D y hormigón



Figura 1. Prototipo viga híbrida plástico – Hormigón.

Jorge SANCHIS GUEROLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Investigador Predoctoral en Formación
jorsa16j@cam.upv.es

José Luis BONET SENACH
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
jlbonet@cst.upv.es

José Ramón ALBIOL IBÁÑEZ
Dr. Ingeniero de Materiales
CITE. Universitat Politècnica de València
Profesor Permanente Laborable
joalib1@csa.upv.es

Miguel SÁNCHEZ LÓPEZ
Doctor en Informática
GRC. Universitat Politècnica de València
Profesor Titular de Universidad
misan@disca.upv.es

Pedro F. MIGUEL SOSA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
pmiguel@cst.upv.es

Alberto GARCÍA CÁRCEL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ICITECH. Universitat Politècnica de València
Investigador Predoctoral en Formación
algar25a@cam.upv.es

Palabras clave: Impresión 3D, plástico, hormigón, viga híbrida, sección compuesta.

Resumen

Cada día la impresión 3D se encuentra más presente en ámbitos como la industria aeroespacial, la automoción, robótica, el ámbito dental, la fabricación industrial y la industria de la moda. Es menos frecuente el empleo de la impresión 3D en la construcción, pero en los últimos diez años, ha surgido un crecimiento exponencial de la impresión 3D con hormigones.

En este trabajo se analiza el comportamiento estructural de un prototipo de viga hibrida compuesta de varios segmentos de un perfil polimérico impreso en 3D por Deposición de Filamento Fundido (FDM) con plástico, reforzada longitudinalmente, sobre el cual se vierte hormigón. Los segmentos impresos de material polimérico hacen la función de encofrado perdido además de contribuir al comportamiento estructural de la viga híbrida. En el espécimen ensayado se ha dispuesto una armadura activa para realizar la unión postesada de los segmentos impresos en 3D. La ligereza y la robustez de perfiles poliméricos impresos en 3D permite la colocación sencilla de estos segmentos para conformar la viga híbrida, sin necesidad de cimbras, capaz de soportar el peso del hormigón fresco, que se vierte posteriormente en la viga. Con todo esto se consigue que la puesta en obra sea muy sencilla y no se sea necesario el cimbrado de las vigas. Se ha construido un primer prototipo con la finalidad de analizar su comportamiento estructural (Figura 1). Los resultados experimentales de este prototipo permiten comprender el comportamiento de esta viga híbrida y modificar su diseño para mejorar su comportamiento estructural en futuras campañas experimentales.

Análisis del incendio bajo el puente de las Flores de Valencia mediante técnicas de la ingeniería estructural del fuego

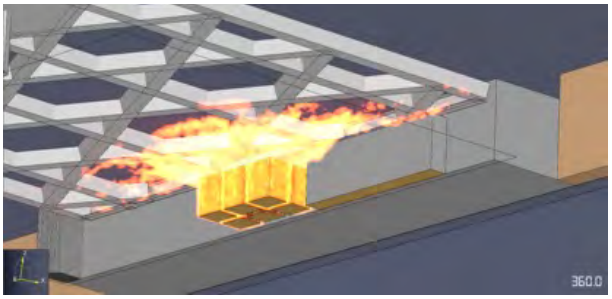


Figura 1. Estimación de la extensión de las llamas bajo el Puente de las Flores tras 6 minutos de incendio. Estimación obtenida mediante un modelo de incendio realizado con técnicas de Dinámica de Fluidos Computacional.

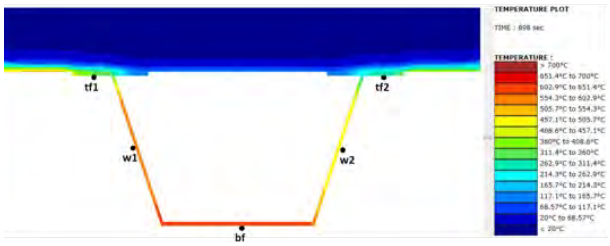


Figura 2. Estimación de las temperaturas en una de las vigas del puente tras nueve minutos de incendio.

Ignacio PAYÁ-ZAFORTEZA
Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València, ICITECH
Catedrático de Universidad
igpaza@upv.es

Juan José PAGÁN-MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Investigador predoctoral
juapagma@alumni.upv.es

Antonio HOSPITALER PÉREZ
Dr Ingeniero Industrial
Universitat Politècnica de València, ICITECH
Catedrático de Universidad
ahospitaler@upv.es

Palabras clave: puente de las Flores, resistencia al fuego, cajón mixto, ingeniería forense, resiliencia estructural.

Resumen

En la noche del 4 de diciembre de 2022 se produjo un incendio bajo el Puente de las Flores, una estructura ubicada sobre el antiguo cauce del río Turia en la ciudad de Valencia. El puente tiene una longitud de 147,3 m. y su tablero está formado por cajones metálicos a los que se conecta una losa de hormigón armado. El incendio se produjo al arder unos pallets de madera situados junto a uno de los estribos y obligó a cortes parciales y, en algunos momentos, totales del tráfico.

Este artículo presenta una investigación del incidente empleando técnicas de ingeniería estructural del fuego. En la investigación se emplearon tres tipos de modelos numéricos que se validaron con observaciones realizadas in-situ y con resultados de ensayos. Estos modelos fueron:

- Modelos de incendio, para determinar los flujos de calor producidos por el incendio sobre las partes del estribo y del tablero afectadas por el fuego.
- Modelos térmicos, para determinar cómo esos flujos de calor se transformaron en temperaturas dentro de la estructura.
- Modelos estructurales, para analizar la respuesta estructural del tablero del puente durante el incendio.

La investigación realizada muestra cómo modelos numéricos avanzados y trabajos experimentales se pueden emplear para informar y optimizar la toma de decisiones de reparación/refuerzo de obras afectadas por incendios. Por ello, esta comunicación es una contribución importante para la comprensión de los efectos del fuego sobre las estructuras y para la mejora de su resiliencia frente a esta acción.

Gravity-Based-Structure (GBS) para el almacenamiento a gran escala de hidrógeno verde producido en plantas offshore

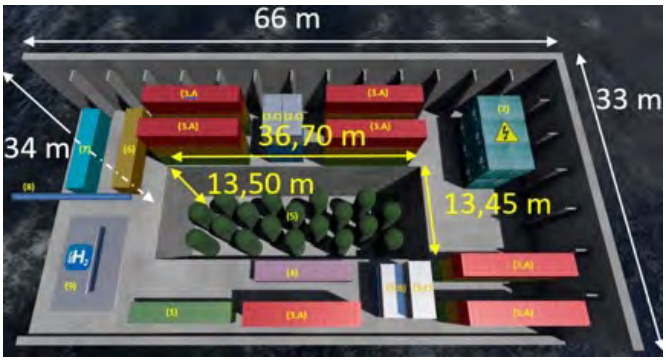


Figura 1. Vista 3D con dimensiones

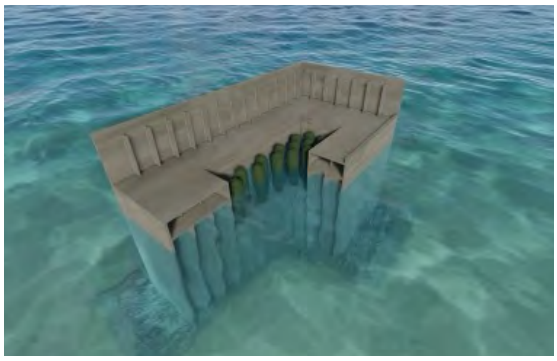


Figura 2. Vista 3D seccionada del GBS

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Adrián ZAMACONA FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe de Proyectos de Estructuras
azamacona@acciona.com

Natividad SANCHEZ LÓPEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe de Proyectos de Obras Marítimas
natividad.sanchez.lopez@acciona.com

Palabras clave: cajón, GBS, hormigón armado, hidrógeno verde, estructura offshore.

Resumen

Acciona Ingeniería ha participado en el diseño conceptual de varios prototipos de estructuras para el almacenaje a gran escala de hidrógeno verde producido en plantas offshore con diferentes configuraciones, localizaciones y profundidades dentro del proyecto OCEANH2. Se trata de un proyecto de innovación desarrollado en colaboración con el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industria (CDTI) perteneciente al Ministerio de Ciencia en Innovación.

En este resumen se presenta el diseño conceptual de una solución de almacenamiento de hidrógeno offshore tipo Gravitiy-Based-Structure (GBS) en localizaciones con profundidades de hasta 30 m.

La solución adoptada se plantea como un sistema bi-componente formado por:

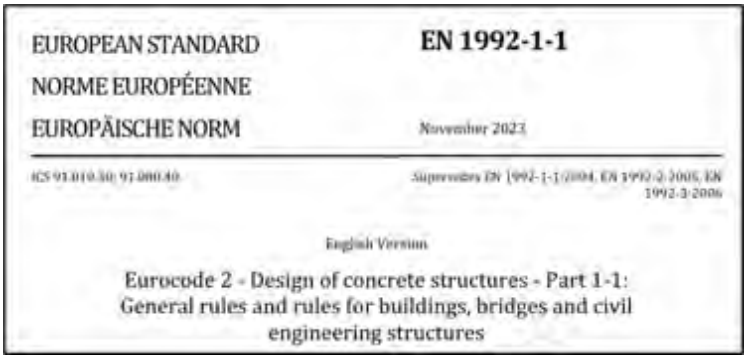
- Un contenedor externo basado en una estructura marítima de gravedad offshore tipo GBS, cuya geometría interna ha sido adaptada para alojar y proteger en su interior hidrógeno gaseoso.
- Un sistema de depósitos internos de almacenamiento de hidrógeno presurizado en estado gaseoso.

La propia estructura GBS sirve como plataforma marina, que puede ser utilizada para:

- Albergar en su cubierta los equipos y tuberías de la planta de generación, almacenamiento y transporte de hidrógeno.
- Servir de obra de atraque y amarre de buques para posibilitar la carga de hidrógeno.
- Conexión con gaseoducto para distribución del hidrógeno generado en su cubierta a localizaciones onshore.

La innovación del proyecto recae en rediseñar un cajón típico de los que se emplean en obras portuarias para albergar en su interior depósitos de H2. El reto del proyecto ha sido conseguir un vaciado de las máximas dimensiones posibles y buscar una optimización e industrialización del diseño y de la construcción de tal manera que el coste se reduzca, obteniendo un coste por megawatio generado competitivo.

Structural Evaluation of Concrete Structures Affected by Steel Corrosion and the Eurocode 2


EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1992-1-1

November 2023

English Version

Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures

Figure 1. CEN Standard EN 1992-1-1 2023 [1].

Jesús RODRIGUEZ SANTIAGO
PhD in Civil Engineering
UPM
Associate Professor
jesus.rodriguez@upm.es
https://orcid.org/0000-0002-7272-3772

Keywords: concrete structures, assessment, steel corrosion, Eurocode 2.

Abstract

Corrosion of reinforcement is the most common type of deterioration damage that affects the performance of concrete structures along their service life and mainly when they are in aggressive environmental conditions.

Most of existing codes and standards deal with the design of new structures with almost no information on the assessment of the existing ones. With this regard, the second generation of Eurocode 2 on concrete structures has been recently updated by CEN TC250/SC2 and it has been published in November 2023 as the new EN1992-1-1:2023 Eurocode 2- Design of concrete structures (Figure 1).

It includes an informative Annex I on Assessment of existing concrete structures with additional rules for materials and systems not considered for the design of new structures, additional rules for assessing structures where the detailing does not comply the provisions for new structures and some generic considerations for deterioration of existing structures. It does provide neither detailed information on how to quantitatively assess the corroded concrete structures nor predictive methods for estimating the deterioration rates.

The future Eurocode 2 (3rd generation) should include detailed information on integrating the consolidated material deterioration models into structural ones for the evaluation of corroded concrete structures at both ULS and SLS, covering deterioration models for concrete, for reinforcement, for concrete-reinforcement bond and for structural analysis to quantitatively assess the corroded structures under ULS and SLS. It should also include predictive models for the evolution of the previous mentioned models along the time and some considerations on the combined effect of several deterioration mechanisms [2].

This paper will present a suggested proposal on the structural evaluation of corroded concrete structures for a future Eurocode 2 considering some previous developments in research projects, in published papers, in the international CACRCS days, in the present Eurocode 2 [1] and in the recent fib Model Code 2020 [3].

[1] CEN/TC250. Eurocode 2-Design of concrete structures-Part1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, EN1992-1-1 2023.

[2] Rodríguez J. Keynote on New version of Eurocode 2: what is covered for the corroded concrete structures and how to be enlarged for an appropriate structural evaluation. Proceedings of 4th CACRCS workshop Capacity Assessment of Corroded Reinforced Concrete Structures 2023, pp. 21-26.

[3] fib Model Code for concrete structure (2020) 2024.

Modelos probabilísticos para la reducción de resistencia de la madera en función de la temperatura

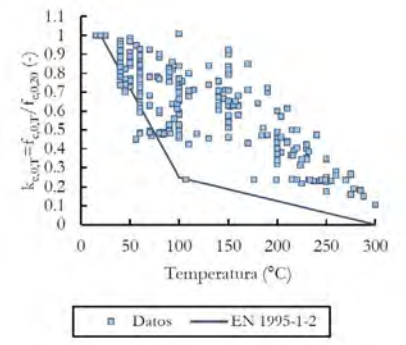


Figura 1. Datos de factores de reducción de la resistencia a compresión paralela a la fibra (kc,0,T).

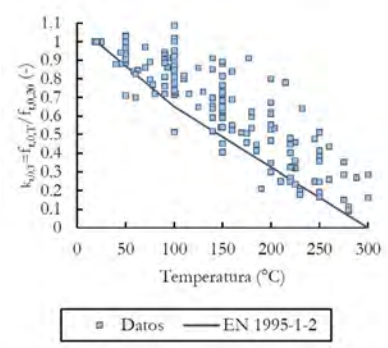


Figura 2. Datos de factores de reducción de la resistencia a tracción paralela a la fibra (kt,0,T).

Ester GARCÍA-CASTILLO
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València - ICITECH
esgarcas@upv.es

Ignacio PAYÁ-ZAFORTEZA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València - ICITECH
Catedrático de Universidad
igpaza@upv.es

Thomas GERNAY
PhD in Engineering Sciences
Johns Hopkins University
Assistant Professor
tgernay@jhu.edu

Palabras clave: materiales, madera, propiedades mecánicas, resistencia a compresión, resistencia a tracción, temperaturas elevadas, fuego, coeficiente de reducción, modelo probabilístico, diseño prestacional.

Resumen

Los análisis estructurales de resistencia frente al fuego presentan un número considerable de variables con incertidumbre como las cargas permanentes y variables, la densidad de carga de fuego y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales en función de la temperatura. Esta incertidumbre puede ser abordada mediante enfoques probabilistas basados en el desempeño, que precisan de modelos robustos que capturen la variabilidad inherente a cada parámetro del modelo.

En este contexto, esta comunicación presenta modelos probabilísticos para la reducción de la resistencia a compresión y tracción de la madera en función de la temperatura. Los modelos se basan en un número elevado de datos experimentales de resistencia de la madera a temperaturas comprendidas entre 20 y 300°C recopilados de la literatura. Los datos proceden de ensayos realizados en probetas de madera de distintos tamaños, especies y humedades, asumiendo diferentes protocolos de ensayo. Para el desarrollo de los modelos probabilísticos, se ajustaron múltiples distribuciones de probabilidad a lo largo del rango de temperaturas estudiado, proporcionando la distribución Weibull de dos parámetros el mejor ajuste. Así, los modelos probabilísticos propuestos consisten en funciones continuas dependientes de la temperatura que definen los parámetros de dicha distribución y que pueden implementarse fácilmente en un código numérico. De los datos experimentales y los modelos probabilísticos propuestos, se concluye que existe una gran variabilidad en la resistencia de la madera a temperaturas elevadas y que las relaciones deterministas que sugiere la actual EN 1995-1-2 resultan muy conservadoras. En resumen, con los modelos probabilísticos propuestos, se pretende fomentar el diseño de estructuras de madera más fiables y eficientes, así como la preservación de estructuras de madera existentes para las que la aplicación directa de los métodos deterministas puede dar lugar a importantes acciones de protección o sustitución que podrían no ser necesarias.

Interacción dinámica vía-estructura en puentes ferroviarios con distintos tipos de vía



Elena Pilar MARTÍNEZ GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C y P
INECO
Técnico Mantenimiento Puentes
epilar.martinez@ineco.com

Pablo MARISCAL SANTANA
Máster Ingeniero de Caminos, C y P
Dragados
Ingeniero de producción
pmariscals@dragados.com

Gonzalo SANZ-DIEZ DE ULZURRUN
Dr. Ingeniero de Caminos, C y P
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Permanente Laboral
g.ulzurrun@upm.es

Carlos ZANUY SÁNCHEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, C y P
Universidad Politécnica de Madrid
Catedrático
carlos.zanuy@upm.es

Palabras clave: puentes de ferrocarril; alta velocidad; comportamiento dinámico; interacción vía-estructural.

Resumen

Uno de los aspectos clave para el diseño de puentes ferroviarios de alta velocidad es su respuesta dinámica ante el paso de las cargas móviles de los trenes. El tráfico ferroviario se puede representar como un conjunto de cargas móviles, separadas a la distancia que hay entre los ejes de los vehículos, atravesando la estructura a una determinada velocidad. La combinación entre la velocidad de circulación y las distancias entre ejes determina las frecuencias de excitación, que si se aproximan a las frecuencias propias del puente, pueden producir amplificaciones dinámicas excesivas e incluso resonancia. En los últimos años, los avances tecnológicos en el ámbito de la ingeniería de la vía ferroviaria han dado lugar a la implantación de diversos sistemas de vía en placa alternativos a la vía en balasto convencional. Tales sistemas tienen grandes ventajas en términos de durabilidad, facilidad de construcción, estabilidad y geometría de la vía, por lo que su implementación en los últimos años es un hecho. Es un hecho que la modificación del tipo de vía afecta a la estructura, por lo que es necesario evaluar las consecuencias en la respuesta dinámica de los puentes por medio de análisis de interacción vía-estructura. En los últimos años, el Grupo de Ingeniería Estructural de la Universidad Politécnica de Madrid ha llevado a cabo varios estudios sobre la interacción dinámica vía-puente considerando distintos tipos de vía en placa y vía en balasto, considerando una gran cantidad de parámetros: tipos de trenes, tipología de puentes (isostáticos e hiperestáticos, con distintas luces de vano, de vía única o vía doble), etc. En la presente comunicación, se presentan los principales resultados obtenidos en términos de parámetros de servicio como aceleraciones y movimientos del tablero, que pueden ayudar a los proyectistas a tomar decisiones relativas al diseño de la vía.

Estructura para prototipo funcional de un sistema automatizado de transporte de mercancías

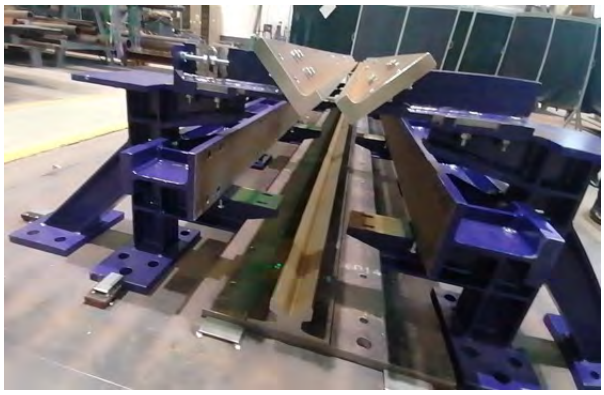


Figura 1. Estructura soporte del motor lineal en taller.



Figura 2. Prototipo del Sistema Automatizado de Transporte de Mercancías.

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Pablo ALVARO GUTIÉRREZ
Ingeniero Industrial
Acciona Ingeniería
Jefe de Proyectos de Estructuras
paalvarog@acciona.com

Gonzalo DE LA CRUZ ALCALÁ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe de Proyectos de Estructuras
gocruz@acciona.com

Palabras clave: tolerancias, innovación, tecnología de la construcción, prototipo.

Resumen

En el marco del programa Eurostars, Zeleros ha diseñado y construido la estructura soporte de un Motor Lineal para un prototipo funcional de un Sistema Automatizado de Transporte de Mercancías. La pista de pruebas está ubicada en Puerto de Sagunto, Valencia, cerca del mar.

Un Motor Lineal es una versión “desplegada” de un motor eléctrico que genera movimiento lineal en lugar de rotatorio. Su funcionamiento se basa en un campo magnético generado por el estátor, que interactúa con el slider para producir el movimiento. El estátor necesita una estructura de apoyo, mientras que el slider requiere guías para seguir su trayectoria.

El proyecto tiene como objetivo trasladar cargas en dos escenarios: Misión I, con cargas ligeras a velocidades de hasta 120 km/h, y Misión II, con un vehículo de 1 tonelada a 40 km/h. La pista de pruebas incluye dos zonas principales: una de aceleración, con el motor lineal y su estructura de soporte, y otra de frenado, donde solo están los carriles del sistema de guiado.

La estructura soporte del Motor Lineal presenta exigentes requerimientos geométricos y funcionales, con tolerancias de fabricación y montaje de décimas de milímetro, fuera de las normativas habituales de construcción metálica. Este nivel de precisión exige soluciones innovadoras para garantizar la rigidez estructural y minimizar deformaciones que puedan afectar los ensayos.

El proyecto combina ingeniería estructural avanzada con principios físicos estrictos, superando los estándares tradicionales para lograr una infraestructura que cumpla con los requisitos técnicos y permita el desarrollo exitoso del sistema de transporte. El diseño, fabricación y construcción de esta estructura ya se han completado.

Propuesta de curvas de fuego paramétricas para incendios bajo puentes con tableros multijácena. Aplicación a un paso superior mixto

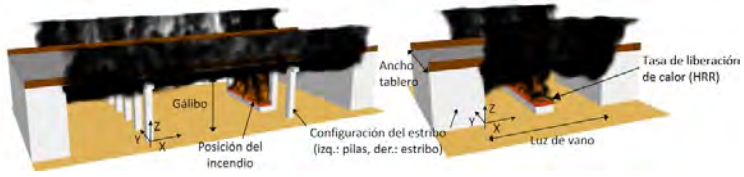


Figura 1. Definición gráfica de los parámetros utilizados en el desarrollo de las curvas de fuego.

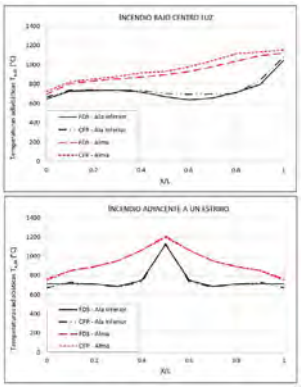


Figura 2. Comparación de las temperaturas adiabáticas estacionarias (Ta,sb) obtenidas de las curvas de fuego paramétricas (CFP) y de modelos CFD (FDS) para un paso superior.

Jethro David HOWARD
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Estudiante de doctorado
jetho@upv.es

Ignacio PAYÁ ZAFORTEZA
Universitat Politècnica de València - ICITECH
Catedrático de Universidad
igpaza@cst.upv.es

Guillem PERIS SAYOL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Pontificia Comillas
Profesor a tiempo parcial
gperis@icai.comillas.edu

Palabras clave: resistencia al fuego, puentes, dinámica de fluidos computacional, CFD, curvas paramétricas de fuego, diseño prestacional, puente multijácena.

Resumen

Los incendios en puentes son preocupantes por sus consecuencias sociales y económicas y por la ausencia de normas para evaluar el problema. Esta evaluación necesita tres tipos de modelos: de incendio, térmico y estructural. Por tanto, el primer paso en la evaluación siempre es construir un modelo de incendio que proporcione los flujos de calor que inciden sobre la estructura. Los modelos de incendio más avanzados emplean técnicas de dinámica de fluidos computacional (CFD por sus siglas en inglés) y, aunque pueden ser muy precisos, también son muy complejos.

En este contexto, esta comunicación resume el desarrollo de unas curvas de fuego paramétricas para puentes con tableros multijácena con vigas en doble T sometidos a incendios de camión cisterna bajo tablero, bien bajo centro luz o adyacente a uno de sus estribos/pilas. Las curvas paramétricas eliminan la necesidad de construir modelos CFD y dependen de parámetros que definen la configuración del puente (tipo de subestructura, ancho del tablero, luz de vano y gálibo) y la carga de fuego (ubicación y tasa de liberación de calor). A partir de estos datos, las curvas propuestas proporcionan las temperaturas superficiales adiabáticas (AST) en el tablero, incluyendo su variación a lo largo de su eje longitudinal. Las curvas se han obtenido a partir del análisis de los resultados de 64 modelos CFD mediante el empleo de modelos ANOVA y regresión lineal múltiple, que han permitido obtener ecuaciones lineales sencillas expresables matricialmente. Además, la comunicación incluye la aplicación de las curvas a un paso superior con un tablero mixto multijácena con un vano central de 23,4 m cuya respuesta mecánica se obtiene a partir de las AST de las curvas paramétricas propuestas y de modelos CFDs. Los resultados muestran que las diferencias entre las AST obtenidas por cada método apenas tienen un efecto apreciable sobre la respuesta mecánica del puente.

Monitorización estructural de un puente extradosado de gran luz: Rose FitzGerald Kennedy sobre el Río Barrow (New Ross, Irlanda)



Figura 1. Puente Rose Fitzgerald Kennedy sobre el rio Barrow.

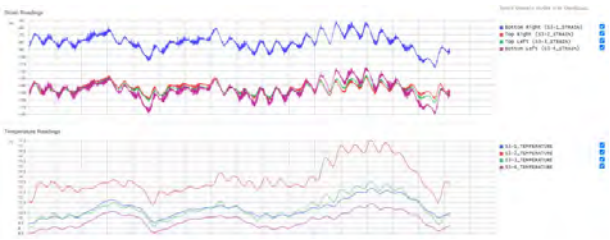


Figura 2. Lecturas de extensómetros y temperaturas en la sección cerca del apoyo central en abril 2024.

Miguel Angel ASTIZ SUAREZ
Doctor Ingeniero de Caminos CyP
Carlos Fernandez Casado SL
Director
maastiz@cfcsl.com

Marcos SANCHEZ SANCHEZ
Ingeniero de Caminos CyP
ARUP
Director
marcos.sanchez@arup.com

Palabras clave: monitorización estructural, hormigón pretensado, puente extradosado, fluencia, retracción.

Resumen

El puente sobre el río Barrow en New Ross, Irlanda, abrió al tráfico en enero del 2020. Esta estructura con una longitud total de 887m y nueve vanos, dos de ellos con una luz de 230m, cuenta con torres que proporcionan un atirantamiento extradorsado en un plano único en el centro de la calzada (ver Figura 1). El puente que tiene un tablero con sección cajón de hormigón de alta resistencia (C80/95) es una de las mayores luces del mundo en tablero de hormigón con atirantado extradorsado.

Como parte del sistema de monitorización requerido en el contrato, el puente cuenta con sensores que proporcionan información sobre las cargas y desplazamientos en todos los apoyos, cargas en cables en al menos dos tirantes por torre además de extensómetros en las cuatro esquinas del cajón en cinco secciones diferentes. Adicionalmente, el puente cuenta con sensores térmicos y anemómetros.

Durante los cuatro años desde su apertura los sensores indicados han recogido información de forma continua lo que ha permitido establecer la evolución de los efectos reológicos así como el comportamiento del puente bajo cargas vivas y ambientales y el grado de solicitación respecto a los valores de diseño(ver Figura 2).

Este artículo recoge las principales conclusiones resultantes, del análisis de los datos de los sensores y su comparación con los modelos estructurales considerados en el diseño original.

Análisis no lineal mediante modelos de fibras de estructuras largas sometidas a deformaciones impuestas; aplicación a puentes pérgola

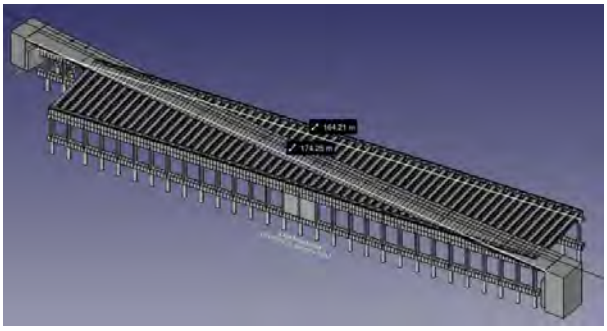


Figura 1. Aspecto de la pérgola objeto de estudio.

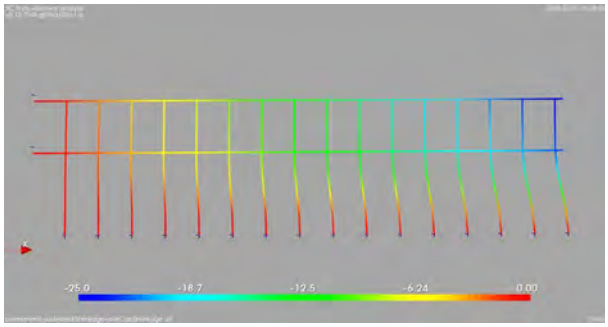


Figura 2. Modelo simplificado de medio pórtico de la pérgola

Luis C. PÉREZ TATO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
XC Ingeniería Estructural.
l.pereztato@xcingenieria.com

Ana I. ORTEGA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.
XC Ingeniería Estructural.
ana.ortega@xcingenieria.com

Palabras clave: hormigón armado y pretensado, retracción, fluencia, modelos de fibras, estructuras largas.

Resumen

En las estructuras largas (ver fig. 1), los esfuerzos debidos a las deformaciones impuestas pueden resultar determinantes en su dimensionamiento. Este artículo presenta un procedimiento para el estudio de las deformaciones impuestas (see fig. 2) en estas estructuras, empleando modelos de fibras que incorporan las deformaciones de retracción y fluencia en su formulación, para analizar la respuesta del hormigón y las armaduras. El método propuesto puede resultar útil para evitar la disposición de juntas. Todo el software empleado en el análisis es de código abierto.

Refuerzo de estructuras de hormigón sometidas a impacto mediante una capa de UHPFRC



Gonzalo SANZ-DIEZ DE ULZURRUN
Dr. Ingeniero de Caminos, C y P
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Permanente Laboral
g.ulzurrun@upm.es

Carlos ZANUY SÁNCHEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, C y P
Universidad Politécnica de Madrid
Catedrático
carlos.zanuy@upm.es

Palabras clave: impacto; ensayos de caída libre; hormigón estructural; UHPFRC.

Resumen

En los últimos años, la investigación sobre los hormigones de ultra-altas prestaciones reforzados con fibras (UHPFRC) ha sido muy abundante y está teniendo como consecuencia un mayor conocimiento de sus propiedades y una "acotación" coherente de sus posibles aplicaciones prácticas. Resulta evidente que el UHPFRC no puede reemplazar al hormigón convencional, ni siquiera al hormigón de alta resistencia. Sin embargo, existen aplicaciones en las cuales se pueden aprovechar las espectaculares cualidades del UHPFRC en las que su precio (todavía alto, entre 400-600 €/m^3) resulta justificable: zonas de solape, conexiones, detalles que requieren gran ductilidad, elementos prefabricados, etc. Entre esas aplicaciones es el refuerzo de estructuras de hormigón sometidas a acciones impulsivas (impactos o explosiones). Tales solicitaciones requieren que la estructura tenga una gran capacidad de absorción de energía, lo cual no se puede conseguir de forma sencilla con el hormigón armado convencional. Sin embargo, el UHPFRC dispone de una gran capacidad de deformación en tracción tras alcanzarse la resistencia a tracción de la matriz, con etapas sucesivas de 1) endurecimiento con micro-fisuración uniforme, y 2) ablandamiento tras la localización de macro-fisuras. La segunda etapa de endurecimiento hasta deformaciones del orden del 2-3‰ proporciona una energía de deformación muy importante para reforzar estructuras de hormigón mediante la aplicación de una delgada capa de UHPFRC en la cara inferior. Este sistema estructural se ha estudiado por el Grupo de Ingeniería Estructural de la UPM para analizar la respuesta de vigas sometidas a impacto mediante ensayos en la torre de caída libre instrumentada del Grupo. Se ha comprobado que las vigas reforzadas se pueden ver favorecidas por un mecanismo resistente tipo membrana activado por la capa de refuerzo de UHPFRC. En la presente contribución se muestran los principales resultados experimentales y el análisis de los mecanismos resistentes que se activan por la presencia de la capa de UHPFRC.

Tendon Optimization for Prestressed Concrete Structures Using Genetic Algorithms

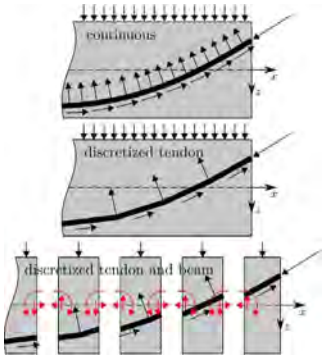


Figure 1. Actions on the beam due to external loads and tendon: continuous (top) and discretized idealizations (center and bottom). The red color indicates internal forces that balance all the external actions in black color.

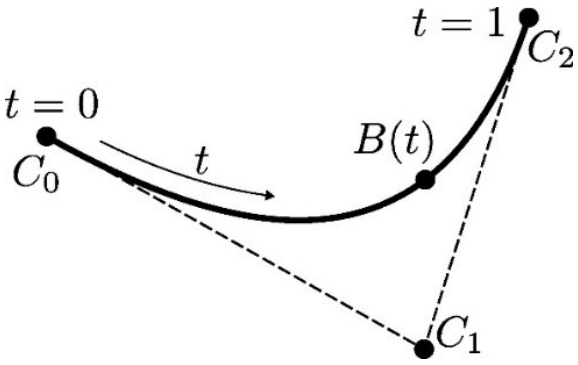


Figure 2. Quadratic Bézier curve.

Vladimír HOUST
PhD, Civil Engineer. AYESA Madrid
Structural Department
vhoust@ayesa.com

Jan MAŠEK
Brno University of Technology, Faculty of Civil Enginering
Assistant Professor
jan.masek1@vut.cz

Jan ELIÁŠC
Brno University of Technology, Faculty of Civil Enginering
Professor
jan.elias@vut.cz

Keywords: prestressed concrete, tendon optimization, time-dependent analysis, genetic algorithm.

Abstract

The contribution presents a computer code that optimizes a prestress tendon force and geometry. The mechanical part computes time-dependent analysis of the prestress concrete structure taking into account shrinkage, creep, tendon relaxation, friction and anchor slip, i.e., all necessary components of prestress short- and long-term losses. The optimization part executes genetic algorithm with chosen parameters of the tendon geometry subjected to optimization with respect to mechanical and geometrical constraints. The minimized variable is prestressing force. A parametric study of a 3-span post-tensioned bridge deck is presented in the last section.

El área “efectiva” residual de aceros corroídos de un edificio de 100 años en la metodología de evaluación de estructuras existentes

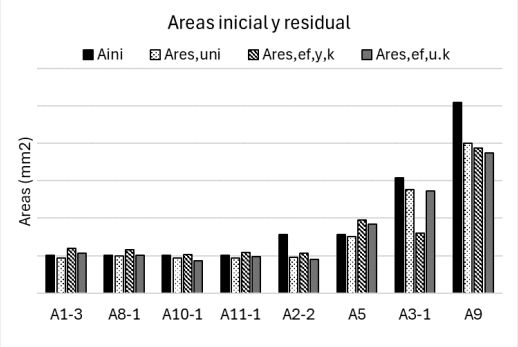


Figura 1. Áreas inicial (Aini), Residual uniforme (Ares,uni), Efectiva para el limite elastico (Ares,ef,y,k) y para al carga de rotura (Ares,ef,u,k).

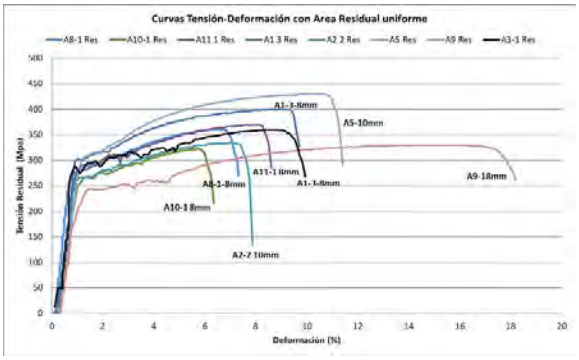


Figura 2. Curvas s-e de las ocho barras usando el área residual supuesta uniforme su perdida (Ares,uni).

Carmen ANDRADE PERDRIX
Dr. Química Industrial
CIMNE
Investigador Distinguido
candrade@cimne.upc.edu

Juan J. MUÑOZ NICOLAS
Ingeniero Industrial
SAFECOR INGENIERIA
Director Técnico
jmunoz@safecoringenieria.com

Alejandro BERNABEU LARENA
Dr. Ingeniero
Bernabeu Ingenieros
UPM, E. T.S. Arquitectura
abernabeu@ciccp.es

Alfonso GONZALEZ FANJUL
Arquitecto
Bernabeu Ingenieros
UPM, E. T.S. Arquitectura
agf@bernabeu.net

Palabras clave: durabilidad y mantenimiento de estructuras, evaluación, armadura, capacidad residual, área efectiva.

Resumen

El edificio de los “Grandes Molinos Vascos” está situado en la ría de Bilbao y fue construido en 1923-24. En la actualidad la Diputación Foral de Vizcaya está considerando su rehabilitación para lo que solicito de “Arquitectos Xortu” y de “Bernabeu Ingenieros” un estudio y evaluación de su estado. En el presente trabajo se presenta solo la parte de la evaluación de la situación en la que están las armaduras, como contribución al desarrollo de una metodología de evaluación de estructuras existentes. En este caso hay muchas zonas con el recubrimiento desprendido y se aprecia visualmente la corrosión de la armadura. El acero utilizado es liso y de varios diámetros. Es recomendable, aunque a veces no es posible, extraer muestras y ensayar su resistencia a tracción. Esta resistencia a tracción, al no existir una metodología para estructuras corroídas, suele expresarse en relación al área original y por ello puede concluirse que la resistencia del acero ha disminuido cuando es el área lo que disminuye por la corrosión y la resistencia se conserva. En el presente trabajo se postula el uso de lo que se ha llamado “área efectiva residual” que es la resultante de dividir la fuerza obtenida en el ensayo de tracción para cada barra por la tensión de una armadura similar sin corrosión o por el valor característico de la resistencia a tracción indicado en las normas. Así si es posible deducir si el acero conserva sus propiedades mecánicas o estas han disminuido por ejemplo pro la fragilización por hidrogeno inducida por la acidez que se desarrolla en las zonas corroídas. En el trabajo se ofrecen los resultados obtenidos con una serie de barras que han resultado tener una pérdida de sección bastante uniforme por lo que queda pendiente el estudio de cómo abordar el caso de corrosión muy localizada.

Sostenibilidad integral en el diseño de estructuras

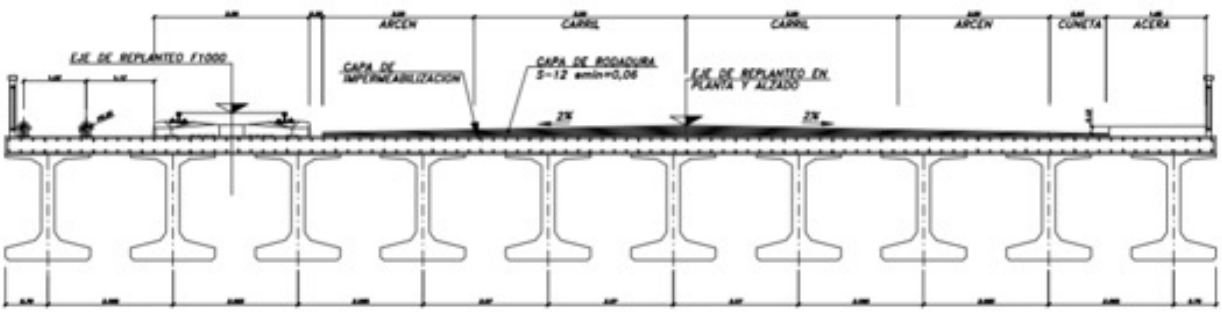


Figura 1. Sección transversal del tablero existente.

AIgnacio J. NAVARRO MARTÍNEZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA - Valencia
Departamento de Estructuras
ORCID: 0000-0002-6539-1626
ijnavarro@typsa.es

Carlos MONTANER DOBÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA - Valencia
Jefe del Departamento de Estructuras
cmontaner@typsa.es

Álvaro DEL CUVILLO MARTÍNEZ-RIDRUEJO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA - Madrid
Jefe de Proyecto Departamento de Estructuras
adelcuvillo@typsa.es

Cristina LÓPEZ SÁNCHEZ
Doctora Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA - Valencia
Departamento de Estructuras
crlopez@typsa.es

José María Lorenzo ROMERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA - Madrid
Director Adjunto del Departamento de Estructuras
jmlorenzo@typsa.es

Palabras clave: sostenibilidad, análisis del ciclo de vida, emisiones, paso superior, hormigón, huella de carbono, mantenimiento, acero, plan de inspección, vida útil.

Resumen

El Acuerdo de París firmado en 2015 tiene por objetivo alcanzar la neutralidad climática global en 2050. Para lograr este hito, el sector de la construcción es clave dada su importante contribución a las emisiones de gases de efecto invernadero a nivel mundial. En los últimos años se ha puesto énfasis en el diseño de infraestructuras con baja huella de carbono, centrándose en el uso de materiales y en la formalización de las estructuras que permitan reducir las emisiones derivadas de la extracción y producción de materiales, además de las propias actividades de construcción. Sin embargo, en estos estudios cada vez más habituales es frecuente pasar por alto la huella de carbono vinculada al ciclo de vida de estas estructuras. Es crucial considerar este aspecto para garantizar la sostenibilidad a largo plazo de las estructuras construidas y cumplir con los objetivos climáticos establecidos en el acuerdo internacional.

En este estudio se analiza la relevancia de las emisiones a lo largo del ciclo de vida completo de un paso superior, evaluando la huella de carbono asociada no sólo hasta la ejecución de la estructura, sino también a lo largo de su fase de mantenimiento. El análisis toma como caso de estudio un paso superior biapoyado de un solo vano con una luz de 42 metros y un ancho de 20 metros en el Puerto de Zierbena (Vizcaya, España). Se comparan diseños alternativos para la estructura, analizando sistemas estructurales en hormigón y metálicos, y considerando la huella de carbono asociada al ciclo de vida completo de la estructura. Este enfoque integral proporciona una comprensión más completa de las implicaciones ambientales debidas a las decisiones de diseño estructural con un enfoque más holístico, contribuyendo así a la búsqueda de soluciones más sostenibles en el campo de la ingeniería civil.

Estudio de la transferencia del pretensado en elementos de hormigón con tendones de polímeros reforzados con fibras de carbono

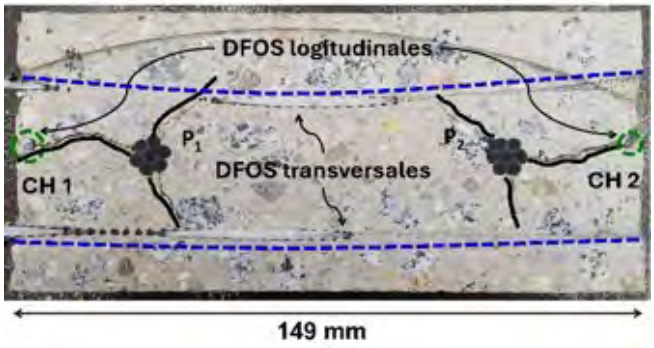


Figura 1. Ensayo DP a 50 mm del extremo de la viga. Sección fisurada tras el ensayo.

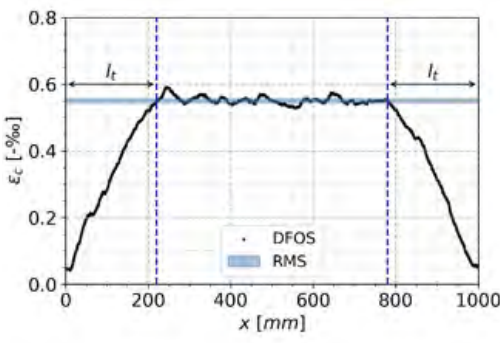


Figura 2. Longitud de transferencia (lt) del espécimen DP, basado los datos DFOS (εc) a lo largo de la viga (x).

María SERRANO-MESA
M. Sc.
Technische Universität Berlin
Asistente de investigación
m.serranomesa@tu-berlin.de

Eladio Alejandro MARTÍNEZ-PINA
M. Sc.
Technische Universität Berlin
Ingeniero Civil
e.martinezpina@tu-berlin.de

Mike SCHLAICH
Prof. Dr.
Technische Universität Berlin
Catedrático de Universidad
mike.schlaich@tu-berlin.de

Palabras clave: hormigón pretensado, fibras de carbono, adherencia, transferencia, sensores de fibra óptica distribuidos.

Resumen

Gracias a su alta resistencia a tracción, a su peso reducido y a su resistencia a la corrosión los polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) son altamente adecuados como elementos de pretensado del hormigón. Sin embargo, un aspecto crucial en su diseño y cálculo es la transferencia de la fuerza de pretensado en el hormigón. A pesar de cumplir con las recomendaciones pertinentes, en investigaciones de la *Technische Universität Berlin* se detectó la aparición de fisuras en la zona de transferencia del pretensado, que afectan negativamente al comportamiento estructural de los elementos del hormigón. Este fenómeno se atribuye a las elevadas tensiones de adherencia de los tendones de CFRP en comparación con los de acero.

Para abordar este problema, se desarrolló un programa de ensayos que permitió analizar y cuantificar la influencia de los parámetros que afectan a la transferencia del pretensado de manera individual, como el recubrimiento, la resistencia del hormigón, la fuerza de pretensado y el diámetro del tendón. Además, estos experimentos se llevaron a cabo utilizando sensores de fibra óptica distribuidos (DFOS), que registran las deformaciones del hormigón de manera prácticamente continua a lo largo del tiempo y de la longitud de la viga, lo cual posibilita el cálculo preciso de la longitud de adherencia, incluso para elementos fisurados.

Mediante el uso de un modelo analítico calibrado con los resultados experimentales, se pudo determinar la longitud de adherencia y formular recomendaciones para asegurar una transferencia del pretensado sin la formación de fisuras. Este trabajo representa un paso más hacia el diseño sostenible de estructuras de hormigón pretensadas con CFRP.

Aplicación práctica de refuerzos activos en el tablero de un puente y en un forjado



Figura 1. Resultado final en el forjado de un polideportivo.



Figura 2. Resultado final en el tablero del puente.

Elena CARRICONDO SÁNCHEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Departamento de Patología
ecarricondo@intemac.es

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología
ediazpavon@intemac.es

Raúl Rubén RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director de la División de Estudios
rrodriguez@intemac.es

Palabras clave: refuerzo activo, puesta en carga, rehabilitación.

Resumen

Uno de los principales condicionantes para el diseño de un refuerzo es garantizar su entrada en carga. En el caso de estructuras horizontales y con refuerzos "pasivos" convencionales, ello se puede conseguir mediante estructuras metálicas dispuestas bajo las existentes con suficiente rigidez para que previamente al agotamiento de la estructura a reforzar, la contribución del refuerzo sea suficiente. Evidentemente, dicha rigidez está asociada al uso de perfiles de mayores dimensiones, con los consiguientes problemas de gálibo, ejecución y coste.

Todos esos problemas se minimizan si el refuerzo se pone en carga previamente, esto es, mediante refuerzos activos, en los cuales el calibre de los perfiles queda condicionado únicamente por criterios de seguridad, pudiéndose reducir dicho calibre al orden de la mitad. Lógicamente, el diseño y la puesta en obra implican ciertas precauciones, como son el control efectivo de las fuerzas introducidas por el refuerzo a la estructura, su variación en el tiempo por retracción y, sobre todo, fluencia del hormigón, el efecto de cargas alternadas en vanos consecutivos, la introducción de la seguridad, etc. pero como se expone en la comunicación mediante sendos ejemplos correspondientes al refuerzo del tablero de un puente y de un forjado de un polideportivo sobre el que se ejecutaron unas piscinas, estos son de fácil resolución en la práctica.

Ensayos indirectos de durabilidad para estimación de la vida útil del hormigón respecto a la penetración de cloruros

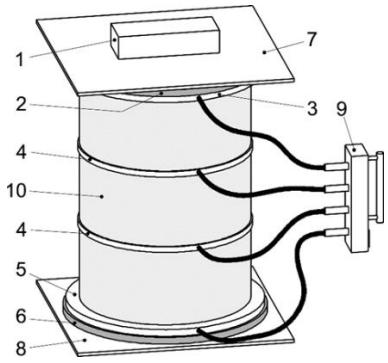


Figura 1. Croquis de equipo de medida de la resistividad por el método volumétrico.

Idoya SANZ RUIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Directora del Área de Ensayos Estructurales de INTEMAC
isanz@intemac.es

Rosario MARTÍNEZ LEBRUSANT
Dra. en Ciencias Químicas
Jefa del Área de Certificación y Normalización de IECA
charoml@ieca.es

Pedro LÓPEZ SÁNCHEZ
Dr. en Ciencias Químicas
Director del Laboratorio Central de INTEMAC
plopez@intemac.es

Palabras clave: hormigón, porosidad, difusión de cloruros, resistividad, durabilidad.

Resumen

Para el desarrollo del presente trabajo se han caracterizado hormigones fabricados con dosificaciones compatibles con las prescritas para clases de exposición XS. Sobre estos se han determinado experimentalmente diversos parámetros comúnmente asociados a la durabilidad del hormigón, para evaluar la relación existente entre estos y el coeficiente de difusión de cloruros, según EN 12390-11. Los resultados obtenidos permiten verificar el buen comportamiento de los cementos con adición de escorias granuladas de alto horno y con cenizas volantes en relación a la mejora de la resistencia del hormigón frente a la penetración de cloruros y la relación existente entre esta y la resistividad.

Comportamiento a fractura del hormigón reforzado con fibras sometido a elevada temperatura

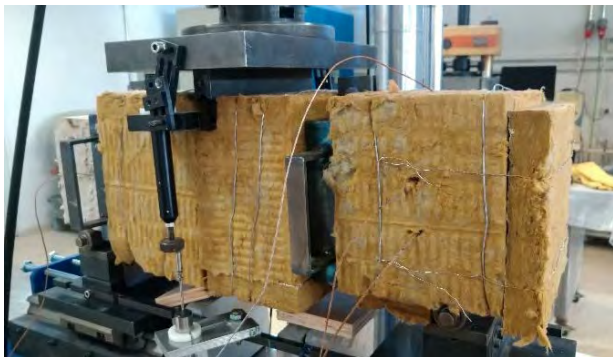


Figura 1. Montaje para ensayo a flexión a tres puntos de acuerdo con UNE-EN 14651, a elevada temperatura.

Pablo Daniel MAZÓN ORTIZ
Ingeniero Mecánico
Universidad Politécnica de Madrid
Doctorando
pablo.mazon.ortiz@upm.es

Álvaro PICAZO IRANZO
Dr. U. Politécnica de Madrid
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Titular de Universidad
a.picazo@upm.es

Alejandro ENFEDAQUE DÍAZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Titular de Universidad
alejandro.enfedaque@upm.es

Jaime C. GÁLVEZ RUIZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
Catedrático de Universidad
jaime.galvez@upm.es

Marcos GARCÍA ALBERTI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Titular de Universidad
marcos.garcia@upm.es

Palabras clave: alta temperatura, fractura, resistencia a flexotracción, fibras de poliolefina, hormigón reforzado con fibras.

Resumen

El hormigón está considerado como el material de construcción más utilizado en construcción en las últimas décadas. Al mismo tiempo, el uso de macro fibras poliméricas ha ganado interés debido a sus beneficios como elemento de refuerzo del hormigón. Así, el hormigón reforzado con fibras de poliolefina (HRFP) es un material compuesto que mejora las propiedades mecánicas, como resistencia a flexión, ductilidad y tenacidad, del hormigón convencional. El HRFP tiene el potencial de reemplazar parte del refuerzo tradicional de acero en elementos sometidos a flexión y cortante, lo que puede traducirse en reducción significativa de costo y peso de la estructura. Aunque el hormigón presenta un comportamiento estructural muy bueno, es importante ahondar en el conocimiento en relación a su comportamiento cuando es expuesto a ciertos fenómenos o acciones, como las altas temperaturas, que pueden significar un riesgo estructural importante. Si bien existe una amplia literatura científica que aborda el estudio del HRFP, no existen apenas estudios sobre el comportamiento del material cuando es sometido a altas temperaturas. Con este objetivo, esta investigación se ha centrado en analizar el comportamiento a flexión del HRFP a temperaturas de 20, 165 y 200°C. Para llevar a cabo este estudio fue necesario diseñar un ensayo con aislamiento térmico de las probetas, minimizando la pérdida de temperatura durante los ensayos. Una vez finalizados los ensayos, y realizado un minucioso análisis de las superficies de fractura, los resultados obtenidos mostraron que las fibras de poliolefina reducen el riesgo de desconchado del hormigón y que, a medida que aumenta la temperatura, la capacidad portante residual del HRFP se ve afectada hasta alcanzar una similitud con el comportamiento del hormigón sin reforzar a la temperatura máxima estudiada.

Impacto de la disposición de las fibras en el comportamiento a fatiga por flexión del hormigón reforzado con fibras de altas prestaciones

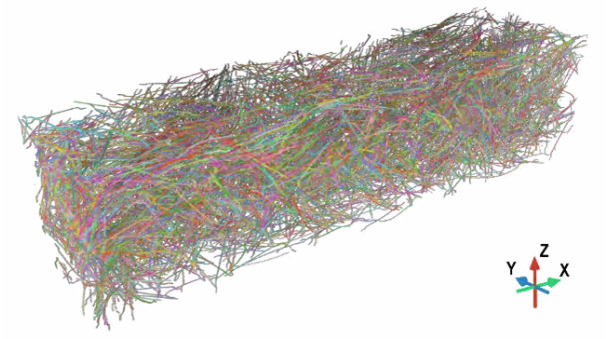


Figura 1.Identificación de fibras en una probeta de la serie A3-S.

Álvaro MENA ALONSO
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Research Associate
amena@ubu.es

Miguel Ángel VICENTE CABRERA
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Associate Professor
mvicente@ubu.es

Jesús MÍNGUEZ ALGARRA
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Associate Professor
jminguez@ubu.es

Dorys Carmen GONZÁLEZ CABRERA
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Professor
dgonzalez@ubu.es

Palabras clave: hormigón reforzado con fibras, fatiga, flexión, orientación de fibras, micro-CT.

Resumen

La fatiga a flexión del hormigón reforzado con fibras (HRF) constituye un fenómeno altamente complejo. Por un lado, comparte las problemáticas habituales asociadas a la fatiga del hormigón convencional, como el efecto de escala, es decir, la disminución de la resistencia a fatiga en elementos geométricamente semejantes a medida que aumenta su tamaño. Por otro lado, incorpora particularidades adicionales derivadas de la presencia de fibras, como la variabilidad de la respuesta en función del contenido de estas.

Diversos estudios han señalado que las variaciones observadas en el comportamiento a fatiga del HRF se deben, en gran medida, a la heterogeneidad inherente del material. En este sentido, tanto el tamaño de las probetas como el contenido de fibras introducen pequeñas variaciones en la mesoestructura del hormigón, lo cual puede tener un efecto considerable sobre la vida útil a fatiga. Entre los distintos componentes del HRF, se espera que las fibras desempeñen un papel preponderante en la resistencia a fatiga, dado que son las principales responsables del mecanismo de control de la fractura.

En el presente estudio se analiza la influencia de la distribución de las fibras sobre la respuesta a fatiga del HRF, considerando diferentes tamaños de probeta y contenidos de fibras. Para tal fin, se fabricaron probetas prismáticas de dos dimensiones (75×75×300 mm y 150×150×600 mm) con tres dosificaciones distintas de fibras (0,3 %, 0,6 % y 1 % en volumen). La caracterización de la orientación y distribución de las fibras se llevó a cabo mediante microtomografía computarizada (microCT). Posteriormente, las probetas fueron sometidas a ensayos de fatiga a flexión bajo niveles de esfuerzo relativos constantes.

Los resultados obtenidos evidencian una correlación directa entre el índice de orientación de las fibras y la vida a fatiga: a mayor grado de orientación ortogonal respecto al plano de falla, mayor es la vida útil del material frente a cargas cíclicas. Asimismo, se observa que esta correlación se mantiene independiente del contenido de fibras, aunque presenta una sensibilidad apreciable al tamaño de la probeta.

Exploración de los mecanismos de daño en hormigón reforzado con fibras bajo fatiga por flexión mediante el análisis de las curvas de fluencia cíclica

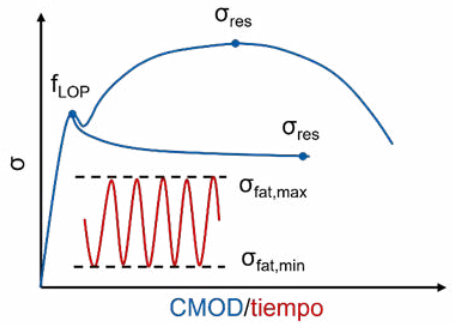


Figura 1. Forma general de la curva de fluencia por fatiga en hormigón reforzado con fibras.

Miguel Ángel VICENTE CABRERA
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Associate Professor
mvicente@ubu.es

Álvaro MENA ALONSO
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Research Associate
amena@ubu.es

Dorys Carmen GONZÁLEZ CABRERA
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Professor
dgonzalez@ubu.es

Jesús MÍNGUEZ ALGARRA
PhD Civil Engineer
Universidad de Burgos
Associate Professor
jminguez@ubu.es

Palabras clave: hormigón reforzado con fibras, fatiga, flexión, curva de fluencia cíclica.

Resumen

La respuesta a fatiga del hormigón reforzado con fibras (HRF) suele caracterizarse mediante el número de ciclos de carga hasta la rotura. Sin embargo, este parámetro no proporciona información acerca del proceso de degradación que experimenta el material a lo largo de su vida útil en condiciones de carga cíclica. Para este propósito, resulta más pertinente el estudio de las curvas de fluencia cíclica, las cuales relacionan la deformación máxima en función del número de ciclos. En el caso de la fatiga a flexión, dichas curvas representan la apertura máxima de fisura (CMOD, por sus siglas en inglés) frente al número de ciclos.

Mientras que en la fatiga a compresión las curvas de fluencia cíclica del HRF presentan típicamente una forma en "S", en la fatiga a flexión esta morfología no siempre se manifiesta. Diversos estudios señalan que, bajo determinados contenidos de fibras y niveles de esfuerzo, se observa un mecanismo de fatiga doble, caracterizado por una doble curva en "S". Inicialmente, tiene lugar un proceso de daño en el que el hormigón no presenta fisuración macrovisible, el cual está gobernado por la matriz (fatiga de la matriz). Posteriormente, una vez que se ha producido la fisuración del hormigón, se desarrolla un segundo proceso de daño, considerablemente más dúctil, dominado por la interacción entre las fibras y la matriz (fatiga del enlace fibra-matriz).

En el presente trabajo se analiza la aparición de este doble mecanismo de fatiga en el HRF sometido a solicitaciones de flexión. Con este fin, se fabricaron probetas prismáticas de 75×75×300 mm con tres contenidos distintos de fibras (0,3 %, 0,6 % y 1 % en volumen). Las probetas fueron ensayadas a fatiga a flexión bajo los mismos niveles relativos de esfuerzo. Los resultados obtenidos evidencian que la probabilidad de aparición de este comportamiento dual es mayor cuanto menor es el contenido de fibras. Asimismo, se observa que la fatiga del enlace fibra-matriz, al ser un proceso de degradación más rápido, tiene una mayor influencia sobre la vida a fatiga. En este sentido, se ha identificado una buena correlación entre la pendiente de la rama secundaria de las curvas de fluencia cíclica y la vida útil a fatiga del material.

Construcción de gemelo digital estructural para la identificación supervisada de un puente de carretera

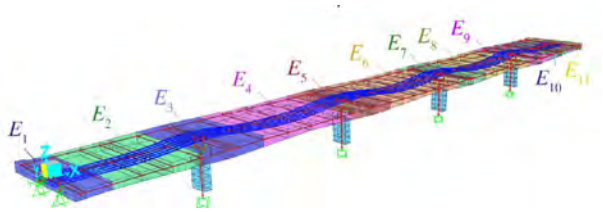


Figura 1. Modelo MEF del puente de Méndez-Núñez en SAP2000.

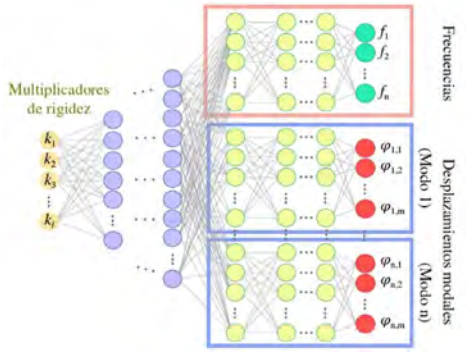


Figura 2. Arquitectura de la FNN para la generación de un gemelo digital impulsado por IA para el puente de Méndez-Núñez.

Enrique GARCÍA MACÍAS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
enriquegm@ugr.es

Rafael CASTRO TRIGUERO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Córdoba
Catedrático de Universidad
me1catrr@uco.es

Alejandro Enrique MARTÍNEZ CASTRO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
amcastro@ugr.es

Rafael GALLEGO SEVILLA
Dr. Ingeniero Industrial
Universidad de Granada
Catedrático de Universidad
gallego@ugr.es

Palabras clave: actualización de modelos, análisis modal operacional, identificación de daños, puentes, mantenimiento de la salud estructural, modelos subrogados.

Resumen

Esta comunicación presenta los estudios de investigación realizados para la construcción de un gemelo digital estructural para la identificación de daños en continuo de un puente de carretera, el viaducto de la circunvalación de Granada a la altura de Méndez Núñez. En el marco de un proyecto de investigación nacional, el 27 de septiembre de 2023 se instaló un sistema de monitorización permanente. El sistema de monitorización consiste en 10 acelerómetros piezoeléctricos de alta sensibilidad distribuidos a lo largo de los cinco vanos del puente, realizando adquisiciones de vibración ambiental de manera continua. Asimismo, el sistema de monitorización se completa con 4 termoresistores, así como un sensor digital de temperatura y humedad.

El presente trabajo muestra el procesamiento de los registros de vibración ambiental mediante técnicas de Análisis Modal Automatizado, así como la caracterización y minimización de los efectos ambientales sobre las propiedades modales identificadas. Asimismo, se presenta la construcción de un modelo numérico del puente y su calibración inversa para el ajuste de las propiedades modales identificadas experimentales. Este modelo sirve de base para la construcción de un modelo subrogado de bajo coste computacional mediante técnicas de inteligencia artificial, el cual da origen a un gemelo digital estructural de la obra. El gemelo digital resultante se nutre de manera continua de las propiedades modales identificadas, permitiendo realizar una calibración inversa en cuasi tiempo real. Con ello, es posible extraer de manera continua las series temporales de los parámetros del modelo, las cuales proporcionan información directa acerca de la aparición de posibles patologías locales. La capacidad del gemelo digital desarrollado para la identificación de daños se ilustra a través de escenario de daños realistas extraídos mediante un modelo numérico independiente.

Análisis modal operacional en estructuras complejas con sensores multi-tipo: estudio de pasarela peatonal



Figura 1. Vista general de la pasarela.



Figura 2. Acelerómetro instalado.

Antonio Luis SÁNCHEZ LÓPEZ-CUERVO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Investigador Predoctoral FPU
antonioluis@ugr.es

Emilio DAROCH SALAZAR
Ingeniero Naval MsC en Estructuras
Universidad de Granada
Investigador Predoctoral
edaroch@ugr.es

Juan CHIACHÍO RUANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
jchiachio@ugr.es

Enrique GARCÍA-MACÍAS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
enriquegm@ugr.es

Palabras clave: galgas extensiométricas, modos de vibración en deformaciones, OMA, OSP, SHM.

Resumen

Debido a la inviabilidad socioeconómica y ambiental de demoler las infraestructuras que superen la vida útil nominal, la monitorización de la salud estructural (SHM por sus siglas en inglés) ha cobrado gran relevancia en la comunidad científica y en la industria. Entre las técnicas de SHM, el Análisis Modal Operacional (OMA, por sus siglas en inglés) permite identificar, como características sensibles al daño de estructuras en servicio, las propiedades dinámicas de la estructura a partir de datos de vibraciones ambientales. Mientras que los enfoques tradicionales de OMA utilizan predominantemente mediciones de acelerómetros, el OMA basado en deformaciones destaca por su alta sensibilidad a daños locales y su menor dependencia de las condiciones ambientales en los modos de vibración obtenidos. Aunque en la literatura se han aplicado con éxito sensores de fibra óptica para la identificación de daño, su elevado coste y la necesidad de aislamiento y del empleo de sistemas sofisticados de compensación térmica suponen aún un obstáculo para su aplicación generalizada. Este trabajo presenta la implementación de un sistema de monitorización de bajo coste que utiliza galgas extensiométricas para realizar OMA en una estructura real. La metodología combina un OMA convencional basado en acelerómetros con un OMA basado en deformaciones, empleando para ello ocho galgas extensiométricas. Este enfoque dual ha permitido caracterizar la respuesta dinámica de la estructura, logrando identificar con las galgas los dos primeros modos de vibración que involucran a la celosía principal. El sistema desarrollado no sólo pone de manifiesto el potencial de las galgas extensiométricas para mejorar la capacidad de detección de daños en estructuras, sino que también demuestra la viabilidad de realizar OMA en deformaciones con un sistema de bajo coste, contribuyendo de esta forma al desarrollo de soluciones más económicas y efectivas para la monitorización estructural.

Determinación de la resistencia a flexión de secciones de hormigon reforzado con fibras. Formulacion simplificada y seguridad estructural

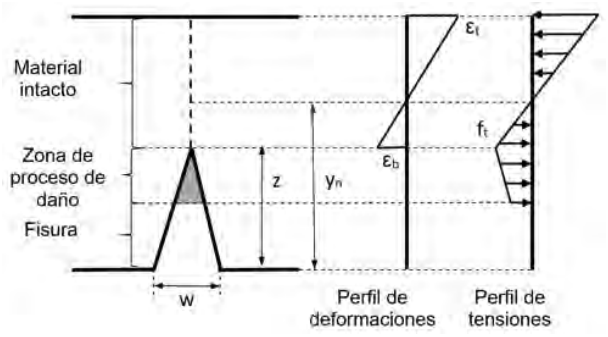


Figura 1. Hipótesis fundamental en el modelo de fisura plana.

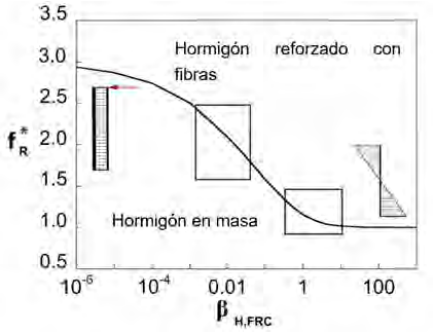


Figura 2. Dependencia de la resistencia a flexión del tamaño del elemento estructural (representado por el número de fragilidad).

Jacinto RUIZ CARMONA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Univ. Politécnica de Madrid
Director Técnico / Profesor Asociado
jacinto.ruiz@mecanismo.es

Juan REY REY
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Universidad de A Coruña
Director / Profesor Asociado
juan.rey@mecanismo.es

Gonzalo RUIZ LÓPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Castilla – La Mancha
Catedrático de Universidad
Gonzalo.ruiz@uclm.es

Palabras clave: hormigón reforzado con fibras; efecto tamaño; número de fragilidad; flexión en FRC.

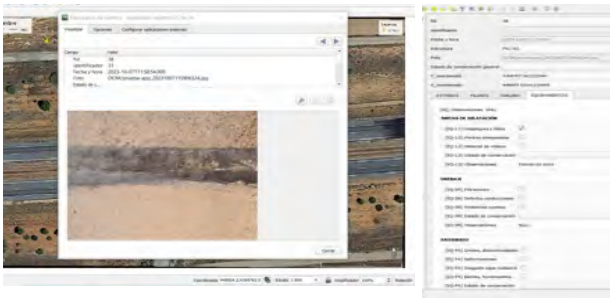
Resumen

El hormigón reforzado con fibras (FRC) es un material compuesto, caracterizado por una matriz cementosa y fibras discretas. Las fibras proporcionan una resistencia residual a tracción del material fisurado, que se traduce en un aumento considerable de la capacidad de absorción de energía. Así pues, el FRC puede considerarse dentro del grupo de materiales cuasifrágiles, caracterizados por la presencia de una zona de proceso de fractura, en el fondo de fisura, con un tamaño no despreciable frente al del elemento estructural. Por ello, la resistencia a flexión en el hormigón con fibras no coincide con la teórica resistencia a la tracción y tiene una fuerte dependencia del tamaño, mayor que en el hormigón convencional.

Con el fin de reproducir este comportamiento cuasifrágil del FRP, se propuso recientemente el denominado Método de la Fisura Plana (Planar Crack Method). El método utiliza una ecuación de compatibilidad basada en la hipótesis de la grieta plana, es decir, las superficies de la fisura permanecen planas durante todo el proceso de fractura. Como ecuación constitutiva se toma una ley de ablandamiento lineal. A partir del marco teórico y resultados que ofrece el método se propone una expresión simplificada para determinar la capacidad a flexión de secciones de FRC. Esta expresión depende de las resistencias residuales y del tamaño de la sección. La expresión recoge el efecto de escala y con ella, de forma sencilla, se puede evaluar el momento resistente a flexión de secciones de FRC.

Para completar el análisis se realiza una evaluación del índice de fiabilidad de la formulación, en base a los coeficientes de variación para las resistencias residuales expuestos en la bibliografía. Se evalúa la fiabilidad según los coeficientes parciales del material recogidos en normativa y se calibran los coeficientes en función del índice de fiabilidad que requieren las normativas actuales.

Optimización de inspecciones en puentes con BIM: automatización y gestión eficiente



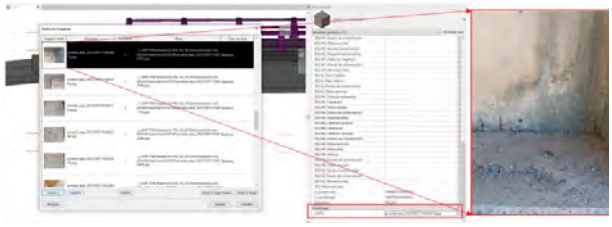


Figura 1 y 2: Ejemplo del registro de una patología dentro de la aplicación: a) grietas en las juntas de expansión, y (b) armaduras sin recubrimiento en el estribo.

Rocío PORRAS SORIANO
Dra. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Castilla-La Mancha
Profesora Contradado Doctor
Rocio.Porras@uclm.es

Fidel LOZANO GALANT
Arquitecto
Universidad Politécnica de Cataluña
Investigador
Fidel.lozano@upc.edu

Ángela MONTALVO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
INECO
Técnico
AngelaMrosalia.Montalvo@alu.uclm.es

Edison ATENCIO CASTILLO
Universidad de Castilla-La Mancha
Edison.Atencio@alu.uclm.es

José Antonio LOZANO GALANT
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Castilla-La Mancha
Catedrático de Universidad
joseantonio.lozano@uclm.es

Palabras clave: digitalización, inspección, puentes, GIS, BIM, programación paramétrica, mantenimiento, infraestructura, low-cost, app.

Resumen

Es esencial garantizar la seguridad y funcionalidad de la infraestructura civil, especialmente de los puentes, para mantener redes de transporte sostenibles. Sin embargo, las inspecciones periódicas en el lugar suelen depender de procesos manuales, lo que disminuye la eficiencia y la accesibilidad de los datos, afectando la toma de decisiones precisa en el mantenimiento.

Este trabajo aborda la importancia de digitalizar las inspecciones de puentes para mejorar la eficiencia y precisión en las operaciones de mantenimiento de infraestructuras. Se propone una aplicación de Sistema de Información Geográfica (SIG) de bajo coste para facilitar las inspecciones in-situ y un protocolo digital que transfiere automáticamente la información de la inspección al Modelo BIM del puente mediante una herramienta de programación paramétrica.

Se destacan los desafíos actuales de los sistemas de gestión de puentes, como la limitada capacidad de compartir datos electrónicamente, la falta de aplicaciones web y la dificultad para visualizar datos geoespaciales. Para superar estos problemas, se desarrolló un sistema de gestión de puentes basado en GIS web que permite una visualización geoespacial avanzada e integración de datos en una plataforma centralizada en la nube.

El enfoque presentado se valida a través de un caso de estudio real de inspección de un puente, siguiendo la metodología de Diseño de Investigación Científica (DSRM), que incluyó una revisión del estado del arte, diseño de soluciones, estudio de caso y evaluación.

La integración de herramientas GIS en la metodología BIM para el proceso de toma de decisiones de mantenimiento de puentes ofrece ventajas como la contextualización espacial, la recopilación eficiente de datos, la creación de mapas integrales, la integración de datos multisource y el análisis histórico.

El documento también revisa trabajos previos que conectan las aplicaciones de BIM y GIS en proyectos de puentes y propone un nuevo protocolo de inspección de puentes digitalizado y una herramienta de código abierto para su implementación.

Monitoreo de hormigón estado fresco: aplicación de sensores de bajo coste

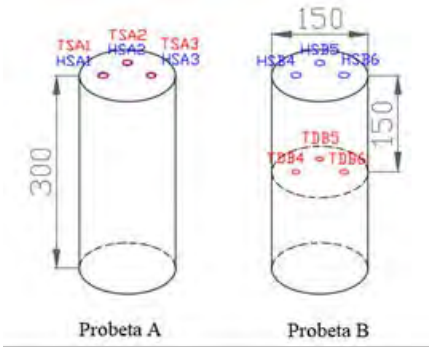


Figura 1. Disposición de los sensores en las probetas tipo A y tipo B fabricadas con hormigón convencional.

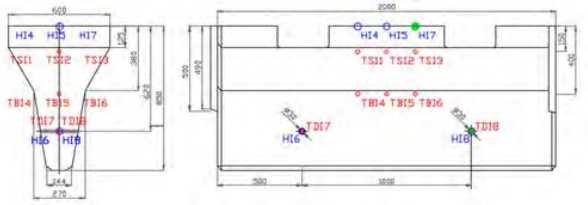


Figura 2. Esquema de ubicación de sensores de humedad y temperatura en la probeta barrera New Jersey. Unidades en mm.

Rocío PORRAS SORIANO
Dra. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Castilla-La Mancha
Profesora Contradado Doctor
Rocio.Porras@uclm.es

Zhenquan LIU
Ing. Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO SA
Ingeniera
zhenquan.liu@hotmail.com

Behnam MOBARAKI
Dr. Ing. Civil
Universidad Internacional de Cataluña
Profesor Ayudante Doctor
bmobaraki@uic.es

Fidel LOZANO GALANT
Arquitecto
Universidad Politécnica de Cataluña
Investigador
Fidel.lozano@upc.edu

Palabras clave: sensores, hormigón, arduino, humedad, temperatura, monitoreo, calidad, autocompactante, barrera New Jersey.

Resumen

El hormigón en su estado fresco muestra propiedades importantes que afectan su rendimiento a lo largo del tiempo, como la consistencia, trabajabilidad y compactabilidad. Los avances tecnológicos han dado lugar a una variedad de sensores para medir y rastrear estas propiedades, desde simples basados en resistencia eléctrica hasta otros más avanzados como los ultrasónicos. Múltiples estudios muestran el potencial de los sensores para mejorar estructuras de hormigón. Sin embargo, persisten desafíos, como el coste y la durabilidad de los sensores en entornos de construcción.

El presente estudio ofrece un análisis detallado sobre la implementación de sensores de bajo coste en elementos de hormigón, resaltando la importancia del monitoreo del estado fresco del hormigón para garantizar su calidad y prevenir defectos. Se propone un sistema de recopilación de datos inalámbrico basado en el microcontrolador Arduino para medir la temperatura y humedad, utilizando los sensores DS18B20 y el Soil Moisture Sensor v1.2.

Los resultados preliminares, obtenidos tanto de pruebas en el laboratorio de la E.T.S. de Ingeniería de Caminos de la Universidad de Castilla-La Mancha como de su aplicación en una fábrica de prefabricados de hormigón, demuestran la viabilidad del sistema para mejorar la eficiencia en la cadena de producción y aumentar la calidad final de los elementos prefabricados. Se enfatiza la importancia del monitoreo del hormigón fresco para controlar los factores ambientales que afectan la hidratación del cemento y, por ende, la calidad del hormigón. El estudio también contempló diferentes formas de colocar los sensores y protegerlos de la humedad propia del hormigón en estado fresco. Dadas las propiedades geométricas de los elementos prefabricados empleados en esta campaña experimental (barrera New Jersey), se analizaron los resultados en base a su ubicación en el volumen de hormigón (en el interior o cerca de la superficie).

Se analizó la influencia de los sensores en las principales propiedades mecánicas del hormigón. Los resultados muestran que los sensores pueden influir negativamente en la resistencia a la tracción del hormigón, pero esta influencia disminuye con el tamaño del elemento.

En conclusión, el sistema mejora la supervisión de la calidad del hormigón, lo que tiene implicaciones positivas para la producción de elementos prefabricados.

Caracterización mecánica de morteros reforzados con textiles para el refuerzo de estructuras de hormigón

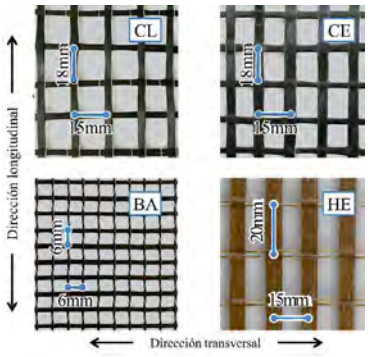


Figura 1. Dimensiones de textiles empleados.

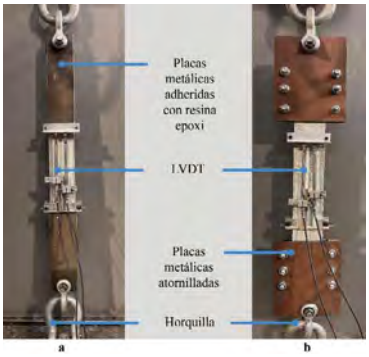


Figura 2. Configuraciones de ensayos a tracción: (a) horquilla, y (b) abrazaderas.

Kevin ISAAC ESCOBAR
Master's in Structural & Construction Engineering
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
PhD student
kevin.isaac.escobar@upc.edu

Juan MURCIA-DELSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
Profesor Agregado
juan.murcia-delso@upc.edu

Eva OLLER
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
Profesora agregada
eva.oller@upc.edu

Palabras clave: Morteros reforzados con textiles, carbono, basalto, fibras naturales, características mecánicas.

Resumen

Las estructuras de hormigón armado y pretensado a menudo requieren reparación o refuerzo debido a la corrosión. Los morteros reforzados con textiles (TRM) son una opción prometedora para restaurar y mejorar la capacidad portante de este tipo de estructuras. El presente estudio evalúa las propiedades de tracción y adherencia de varios sistemas de TRM que incluyen textiles de carbono, basalto y cáñamo. Los resultados experimentales indican que el recubrimiento con resina epoxi mejora la adherencia y la resistencia a tracción de las fibras previniendo fallas telescópicas. La configuración de ensayo y el tipo de mortero utilizado afectan el patrón de fisuración y la capacidad de deformación.

Flexural Performance of Reinforced Concrete with Steel Rebar and Polypropylene Fibres Under Various Loading and Cracking Conditions Subjected to Chloride Ingress



Figure 1. Typical cross section of a corroded beam (pre-cracked and exposed).



Figure 2. Typical cross section of an uncorroded beam (uncracked and exposed).

Petar BAJIĆ
MSc Civil Engineer. Universitat Politècnica de Catalunya
PhD student
petar.bajic@upc.edu

Bruno LEPORACE-GUIMIL
PhD Civil Engineer, Universitat Politècnica de Catalunya
Postdoctoral researcher
bruno.leporace@upc.edu

Carmen ANDRADE
PhD Chemical Engineer, CIMNE
Visiting professor
candrade@cimne.upc.edu

Nikola TOŠIĆ
PhD Civil Engineer, Universitat Politècnica de Catalunya
Assistant proffesor
nikola.tosic@upc.edu

Martin HUNGER
PhD Civil Engineer, Master Builder Solutions
Head of Global Fiber Competence Center
martin.hunger@masterbuilders.com

Albert DE LA FUENTE
PhD Civil Engineer, Universitat Politècnica de Catalunya
Full professor
albert.de.la.fuente@upc.edu

Keywords: corrosion, chloride, concrete, rebar, fibre, polypropylene, fibre reinforced concrete.

Abstract

This paper reports findings from an experimental study on chloride-induced corrosion in concrete beams reinforced with steel rebar and polypropylene fibres. Beams were divided into two groups: one exposed to a 3% chloride solution for three months and another unexposed (reference). Each group included uncracked (non-loaded) and pre-cracked beams (0.20 and 0.30 mm crack widths) under sustained loads in three-point bending setup. Corrosion in cracked beams began within seven days, whereas uncracked beams remained passive over the three-month period. Cracked beams exhibited a 23–28% Reduction in load-bearing capacity and a 49–52% reduction in ductility compared with reference beams. Structural performance of uncracked beams showed no significant changes.

Resistencia a cortante de elementos compuestos por vigas pretensadas y una losa de hormigón armado



Figura 1. Puente de vigas pretensadas prefabricadas y losa superior de Hormigón armado (cortesía de ALVIPRE).



Figura 2. Placa alveolar pretensada con capa de compresión armada, para forjados.

Antonio MARÍ BERNAT
Dr. Ingeniero de Caminos, C y P.
Universidad Politécnica de Cataluña
Catedrático. Profesor Emérito
antonio.mari@upc.edu

Mauro POLIOTTI
Dr. Ingeniero Civil
WItteveen+Bos, Consulting Eng. Paises Bajos
Ingeniero Estructural
mauro.poliotti@witteveenbos.com

Eva OLLER IBARS
Dra. Ingeniera de Caminos, C y P.
Universidad Politécnica de Cataluña
Catedrática.
eva.oller@upc.edu

Laura GOMEZ NAVARRO
Ingeniera Mecánica. Master Ingeniera Estructural
GAPTEK
Ingeniera del departamento de I+D.
l.gomez@gaptek.es

Luis JORGE ORTIZ CONTRERAS
Ingeniero Civil.
Universidad Politécnica de Cataluña
Estudiante Master Ing. Estructural y Construcción
luis.jorge.ortiz@estudiantat.upc.edu

Palabras clave: Resistencia, cortante, sección compuesta, modelo mecánico, pretensado, hormigón, armado, junta, prefabricación, viga, losa.

Resumen

Las estructuras compuestas por vigas armadas o pretensadas y losa de compresión, fabricadas con hormigones ejecutados en dos fases, son muy frecuentes en la construcción de puentes y forjados. A pesar de ello, las normativas no recogen fórmulas o modelos teóricos para el cálculo de su resistencia vertical como pieza compuesta centrándose, al igual que la mayoría de los ensayos realizados, en la resistencia a rasante en la junta.

En esta ponencia se presenta un modelo de resistencia a cortante, derivado extendiendo el "Compression Chord Capacity Model", (CCCM), a elementos compuestos por dos hormigones, supuesto que la junta resiste el rasante. El modelo es válido tanto para vigas armadas como pretensadas, teniendo en cuenta que, en el segundo caso, debido a las tensiones previas en la viga, la profundidad de la fibra neutra en la sección compuesta fisurada, depende del momento y, por tanto, del cortante. En ambos casos se han obtenido expresiones directas para el cortante último resistido según el modelo CCCM. Se ha verificado el modelo comparando sus predicciones con resultados experimentales previos, habiendo encontrado muy buena aproximación.

Uso de ceniza de madera y bacterias para mejorar la capacidad de auto reparación en morteros

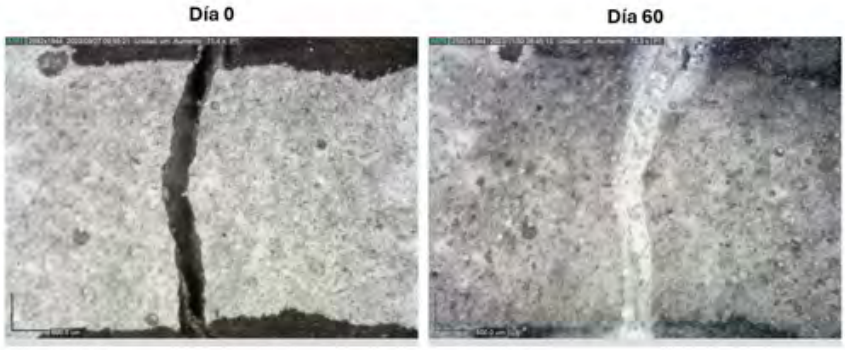


Figura 1. Sellado de fisura en mortero con ceniza de madera y bacterias tras 60 días de curado.

Adonay PINTO PÉREZ
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Estudiante de doctorado
adonay.pinto@udc.es

Sindy SEARA-PAZ
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Titular de Universidad
gumersinda.spaz@udc.es

Belén GONZÁLEZ-FONTEBOA
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrática de Universidad
bfonteboa@udc.es

Rosa Antía VILLARINO FERNÁNDEZ
Graduada en Biología
Universidad de Santiago de Compostela
Facultad de Farmacia
Estudiante de doctorado
rosaantia.villarino@rai.usc.es

Palabras clave: materiales de base cemento, autosellado, arena de biomasa, bacillus subtilis, lactato de calcio, mortero.

Resumen

El uso de materiales más sostenibles en la construcción ha aumentado en los últimos años debido a la alta tasa de contaminación producida por este sector. Este estudio analiza el uso de ceniza de madera, un residuo de la quema de biomasa, como un sustituto parcial del árido en mezclas de base cemento. Además de reducir la huella ecológica de la mezcla, el objetivo es aprovechar la alta capacidad de absorción de este residuo para utilizarlo como elemento portador de bacterias con el fin de lograr morteros con propiedades autosellantes. El porcentaje de sustitución se establece en un 30%, en volumen, para evitar comprometer excesivamente las propiedades del mortero, ya que la alta porosidad y finura de este residuo da lugar a morteros de menor resistencia en comparación con aquellos que utilizan arena convencional.

En primer lugar, se analizó la capacidad de las bacterias seleccionadas para precipitar carbonato de calcio y cualquier posible incompatibilidad del microorganismo con la ceniza de madera. Para ello, se realizaron la cuantificación de la actividad de carbonatación y la prueba de difusión en agar. Finalmente, para caracterizar el mortero, se realizaron ensayos de resistencia de compresión, medida de las deformaciones de retracción y análisis visual de sellado de fisuras.

Los resultados demuestran que la ceniza de madera puede ser utilizada como portador de estos microorganismos, ya que pueden sobrevivir dentro de ella y mejorar las resistencias mecánicas de los morteros cuando se introducen junto con una fuente adicional de calcio. Las resistencias de compresión aumentaron un 18% a los 28 días y un 22% a los 60 días. Además, se ha detectado una mejora significativa en la capacidad de sellado de fisuras de hasta 350 µm.

Evaluación de la capacidad de autocurado de hormigones con cenizas de biomasa forestal y áridos porosos de cenizas de carbón

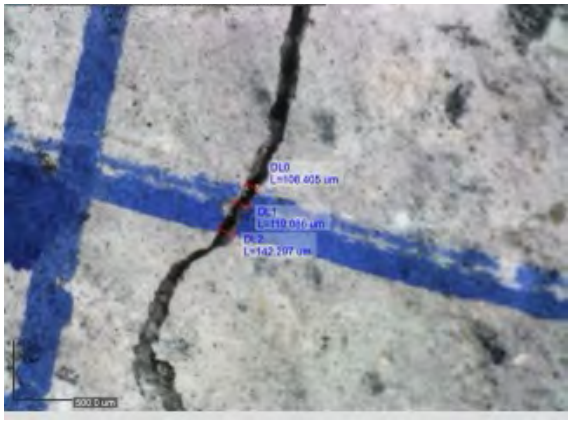


Figura 1. Fisura en el hormigón sostenible con cenizas de biomasa y áridos porosos de cenizas de carbón: fisura generada mediante el ensayo de tracción indirecta.

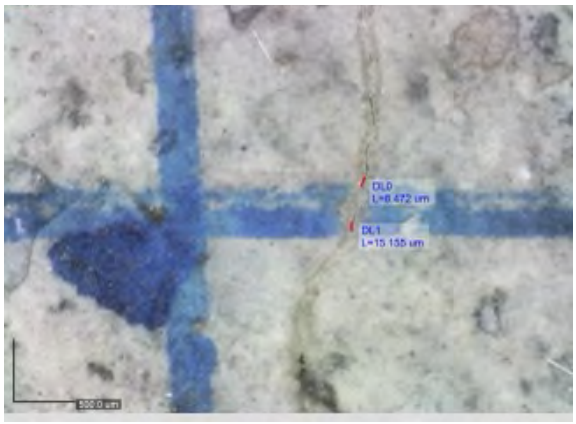


Figura 2. Fisura en el hormigón sostenible con cenizas de biomasa y áridos porosos de cenizas de carbón: fisura sellada después del periodo de autosanado

Blas CANTERO-CHAPARRO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Investigador postdoctoral Juan de la Cierva
b.cantero@udc.es

Belén GONZÁLEZ-FONTEBOA
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrática de Universidad
bfonteboa@udc.es

Sindy SEARA-PAZ
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Titular de Universidad
gumersinda.spaz@udc.es

David O. NDUKA
PhD Civil Engineering
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Department of Building Technology,
College of Science and Technology, Covenant University
Associate Professor
david.nduka@covenantuniversity.edu.ng

André GARRIDO IGLESIAS
Graduado en arquitectura técnica
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Estudiante de Doctorado
andre.giglesias@udc.es

Palabras clave: autosanado del hormigón, cenizas de biomasa forestal, árido poroso, cenizas carbón, sellado de fisuras, curado autógeno.

Resumen

La durabilidad de las estructuras de hormigón es fundamental en la ingeniería civil, especialmente en ambientes propensos a la acumulación gradual de daños. La capacidad de autocurado del hormigón, que permite la reparación autónoma de microfisuras sin intervención externa, es crucial para prolongar la vida útil de las estructuras de hormigón.

Este estudio explora las propiedades de curado autónomo de hormigones que incorporan cenizas de biomasa forestal (BA) y áridos porosos de cenizas de fondo carbón (AP). Con este objetivo se diseñaron dos mezclas de hormigón autocompactante: una convencional de referencia y otra ecoeficiente que incorporaba un 25% de BA y un 15% de metacaolín en sustitución del cemento, y un 30% de AP en sustitución de la arena convencional.

Se realizaron ensayos de tracción indirecta para inducir microfisuras. A continuación, las probetas se sometieron a un periodo de autosanado bajo diferentes condiciones. La eficiencia del proceso de autosanado se midió a través del índice de sellado superficial (ISS) y de la reducción de la permeabilidad (IRI) tras el periodo exposición. Los resultados mostraron que los hormigones que contenían BA y AP exhibieron un notable sellado superficial y una significativa disminución de la permeabilidad, especialmente en condiciones de ciclos de inmersión-secado (Figura 1).

Estos resultados indican que la inclusión de estos residuos como nuevos materiales de construcción ofrece una prometedora alternativa para extender la vida útil y reducir la necesidad de mantenimiento en las estructuras de hormigón.

Diseño de mezclas de hormigón sostenible para impresión 3D utilizando metacaolín y filler calizo



Figura 1. Cilindro hueco impreso con la mezcla de referencia para verificar la viabiliad de impresión.



Figura 2. Probetas impresas con la mezcla de referencia para verificar la extruibilidad.

Paloma FUNES-GARCÍA
Graduada en Arquitectura Técnica
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Estudiante de doctorado
p.funes@udc.es

Belén GONZÁLEZ-FONTEBOA
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrática de Universidad
bfonteboa@udc.es

Sindy SEARA-PAZ
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Titular de Universidad
gumersinda.spaz@udc.es

Diego CARRO-LÓPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Titular de Universidad
dcarro@udc.es

Palabras clave: hormigón3D, mezcla sostenible, fluidez, capacidad de autosostenerse.

Resumen

A pesar de ser uno de los materiales más utilizados en la construcción, el cemento es altamente contaminante, en parte debido a sus elevadas emisiones de CO_2. Por ello, el diseño de mezclas en las que se reduzca el contenido de cemento en favor de materiales menos contaminantes contribuye significativamente a la mejora de la sostenibilidad del hormigón. Además, se espera que la fabricación digital promueva una construcción más sostenible, gracias a un diseño estructural más eficiente —mediante la colocación de material únicamente donde se requiere— y a la reducción de residuos como resultado de técnicas constructivas más precisas.

Para obtener una mezcla adecuada para la impresión 3D, es necesario garantizar que presente una fluidez suficiente para ser extruida, como se muestra en la Figura 1, y simultáneamente, una adecuada imprimibilidad que le permita mantener su forma tras la deposición, como se observa en la Figura 2. En este trabajo se formuló una mezcla de referencia compuesta por cemento, arena, agua, superplastificante y sulfato de aluminio como acelerante, la cual fue ajustada para satisfacer estos requerimientos. Posteriormente, la mezcla fue modificada con el fin de desarrollar una versión más sostenible, incorporando materiales cementantes suplementarios que permitieran reducir el contenido de cemento. Para ello, se utilizaron metacaolín —una arcilla calcinada derivada de la caolinita— y filler calcáreo —un polvo fino de carbonato cálcico ($CaCO_3$)—.

Se evaluaron propiedades en estado fresco, tales como la fluidez, la extruibilidad, el tiempo abierto y la imprimibilidad, todas ellas en edades tempranas. Los resultados obtenidos indican que es viable desarrollar un hormigón para impresión 3D utilizando metacaolín y filler calcáreo. Esta estrategia representa una alternativa prometedora para la producción de hormigones más respetuosos con el medio ambiente mediante tecnología de impresión tridimensional.

Análisis de los parámetros de impresión 3D de hormigón: influencia de la velocidad de impresión

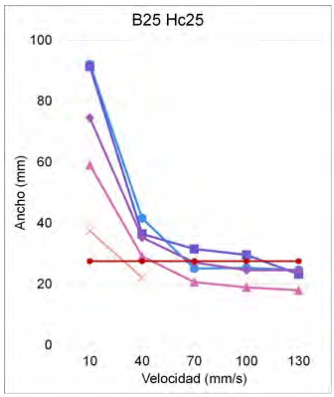


Figura 1. Relación entre ancho y velocidad.

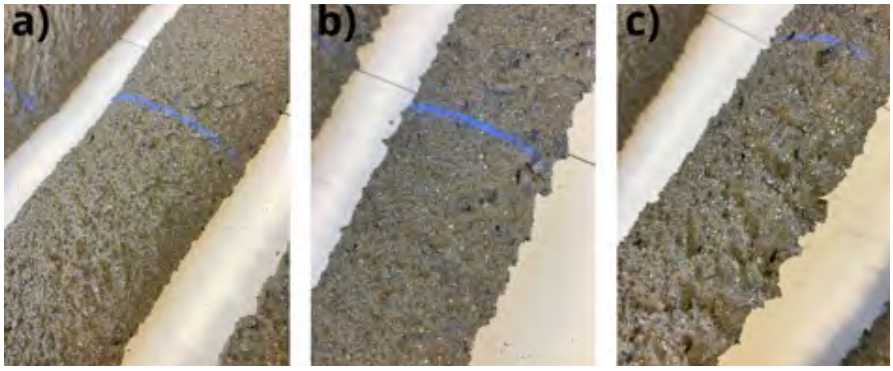


Figura 2. Análisis de la calidad de impresión a diferentes velocidades: a) 40 mm/s, b) 70 mm/s y c) 100 mm/s.

Paloma FUNES-GARCÍA
Graduada en Arquitectura Técnica
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Estudiante de doctorado
p.funes@udc.es

Sindy SEARA-PAZ
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Titular de Universidad
gumersinda.spaz@udc.es

Belén GONZÁLEZ-FONTEBOA
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrática de Universidad
bfonteboa@udc.es

Javier EIRAS-LÓPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Titular de Universidad
jeiras@udc.es

Palabras clave: impresión 3D de hormigón, parámetros de impresión, velocidad de impresión.

Resumen

En la impresión 3D con hormigón, numerosos parámetros influyen en las propiedades de las piezas impresas, tales como la geometría de la boquilla, el caudal de extrusión o las propiedades del hormigón en estado fresco. Este estudio se centra en analizar cómo la velocidad de impresión afecta la calidad, forma y propiedades de los elementos impresos.

Se investigó la relación entre la velocidad de impresión y el ancho de las piezas. Para ello, se diseñaron e imprimieron elementos de 350 mm de longitud utilizando tres boquillas distintas, con diámetros de 25 mm y 35 mm. El ancho de capa se definió como el diámetro de la boquilla incrementado en un 10 %. Se imprimieron distintas probetas con cada boquilla, variando la altura de capa entre 15 mm y 35 mm. Además, se aplicaron cinco velocidades de impresión diferentes: 10 mm/s, 40 mm/s, 70 mm/s, 100 mm/s y 130 mm/s. Esto permitió analizar cómo la velocidad influye en la geometría final de las piezas impresas.

La Figura 1 muestra una probeta impresa con una boquilla de 25 mm de diámetro y una altura de capa de 25 mm a distintas velocidades. Se observa cómo el ancho de la pieza disminuye a medida que aumenta la velocidad de impresión. Por su parte, la Figura 2 ilustra el aspecto superficial de las probetas obtenidas. Se aprecia que la velocidad de impresión influye significativamente en la calidad superficial: a mayor velocidad, se reduce la cantidad de material depositado, lo que genera irregularidades en la superficie de la pieza y una pérdida de definición geométrica.

En conclusión, este estudio demuestra que la velocidad de impresión tiene un impacto directo sobre la calidad y geometría de las piezas impresas en hormigón, afectando tanto su ancho como su acabado superficial. Estos resultados son fundamentales para la optimización de los procesos de impresión 3D con hormigón, y para la definición de parámetros de impresión que permitan obtener elementos con la geometría y calidad deseadas.

Comportamiento a flexión y cortante de un puente continuo de vigas prefabricadas pretensadas con tendones CFCC



Figura 1. Vista del tablero continuo de dos vanos con armadura pretesa de FRP justo después do construcción.

Alexis RAMIREZ PÉREZ
MSc en Ingeniería Estructural y de la Construcción
Universitat Politècnica de Catalunya
Estudiante de doctorado
alexis.johariv.ramirez@upc.edu

Eva OLLER IBARS
Doctora Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya
Catedrática de Universidad
eva.oller@upc.edu

Antonio MARI BERNAT
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya
Catedrático de Universidad
antonio.mari@upc.edu

Christian Renato MENDOZA
MSc en Ingeniería Estructural y de la Construcción
Universitat Politècnica de Catalunya
Estudiante de doctorado
christian.renato.mendoza@upc.edu

Palabras clave: polímeros reforzados con fibras (FRP), Hormigón pretensado con FRP, puente continuo, carbon fiber composite cables (CFCC), armadura FRP, rotura a cortante, rasante.

Resumen

Los polímeros reforzados con fibra (FRP, por sus siglas en inglés) ofrecen ventajas significativas frente al acero en entornos agresivos. Por esta razón, se han desarrollado múltiples investigaciones a nivel internacional para estudiar el comportamiento estructural de elementos de hormigón armado con FRP. No obstante, el número de estudios que abordan el uso de FRP como refuerzo activo sigue siendo limitado. Con el objetivo de profundizar en el conocimiento del desempeño de los FRP como refuerzo activo, se diseñó y ensayó una losa de puente continua de dos vanos, a escala 1:3, en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC).

La losa estaba compuesta por dos vigas prefabricadas pretensadas con cables compuestos de fibra de carbono (CFCC), conectadas monolíticamente mediante postensado del diafragma con barras de acero de alta resistencia para conferir continuidad estructural al conjunto. Además, se vertió una losa de compresión de hormigón de 10 cm de espesor. El refuerzo pasivo de las vigas y de la losa consistió en barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP), con excepción de la zona del diafragma y de los anclajes extremos.

Se llevaron a cabo dos ensayos, uno en cada vano. En el primer ensayo, se aplicó una carga puntual en el centro del vano hasta alcanzar la rotura. Durante este ensayo, cuando la carga aplicada alcanzaba aproximadamente el 80 % de la resistencia última de los tendones, se produjo una falla por deslizamiento interfacial entre las vigas y la losa de compresión, seguida de una rotura por cortante en las vigas, en las proximidades del diafragma. Antes de realizar el segundo ensayo de cortante, se reforzó la conexión entre las vigas y la losa en el vano no dañado. En el segundo ensayo, se aplicó una carga puntual a una distancia de 1,60 m del apoyo extremo, lo que condujo a una falla por cortante.

Estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón pretensado con barras y tendones de polímeros reforzados con fibras (FRP)

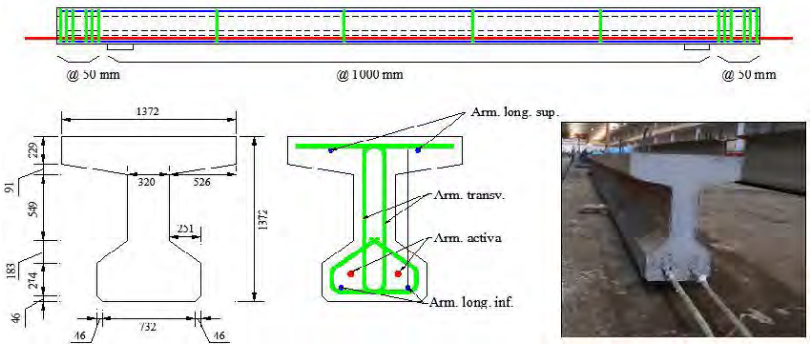


Figura 1. Geometría de las vigas de la campaña experimental.

Galo ORTIZ BERNAL
Máster en Ingeniería estructural y de la Construcción
Universitat Politécnica de Catalunya
Estudiante de doctorado
galo.ortiz@upc.edu

Eva OLLER IBARS
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politécnica de Catalunya
Profesora agregada
eva.oller@upc.edu

Juan MURCIA DELSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politécnica de Catalunya
Profesor agregado
juan.murcia-delso@upc.edu

Antonio MARI BERNAT
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politécnica de Catalunya
Profesor emérito
antonio.mari@upc.edu

Palabras clave: polímeros reforzados con fibras (FRP), tendones FRP, barras FRP, FRP pretensado, hormigón pretensado.

Resumen

El empleo de polímeros reforzados con fibras (FRP) como armadura activa en estructuras de hormigón pretensado es bastante anecdótica principalmente por la falta de normativa al respecto, debido al reducido número de estudios existentes. Con el propósito de contribuir al conocimiento sobre el comportamiento a flexión y cortante en servicio y rotura de este tipo de estructuras, se ha desarrollado una campaña experimental de vigas simplemente apoyadas pretensadas prefabricadas con tendones o barras de FRP. Se ensayaron un total de 20 vigas, 11 sometidas a flexión con carga puntual simétrica y 9 a cortante con carga situada a tres veces el canto útil desde el extremo de las vigas. Éstas últimas se ensayaron en dos ocasiones, una por cada extremo. Los parámetros en estudio fueron el tipo de material utilizado, y el nivel de pretensado. Se utilizaron como armadura activa tendones de acero, barras de fibra de vidrio (GFRP) y de fibra de carbono (CFRP), y tendones de fibra de carbono (CFCC). Todas las vigas ensayadas a flexión fallaron inesperadamente por cortante, para una carga aplicada inferior a la predicción. Este trabajo resume los resultados obtenidos en esta campaña experimental en la que se ha utilizado tanto instrumentación convencional como correlación de imágenes digitales (DIC). Estos resultados ayudarán a entender el comportamiento resistente de estructuras de hormigón pretensado con FRP y permitirán validar y mejorar los modelos teóricos existentes, así como establecer criterios de diseño más precisos y seguros.

Efecto del empaquetamiento en el contenido crítico de fibra en hormigones autocompactante





Figura 1. Ensayo de empaquetamiento en fibra y árido.

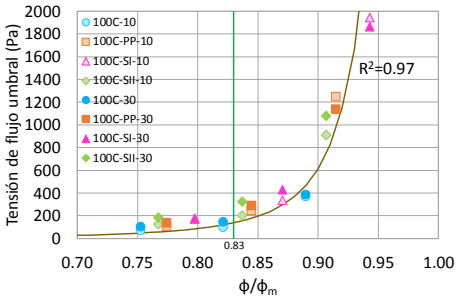


Figura 2. Curva tensión de flujo – fracción relativa de empaquetamiento para 100C.

Gemma ROJO-LÓPEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Estudiante de doctorado
gemma.rojo@udc.es

Belén GONZÁLEZ-FONTEBOA
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrática de Universidad
bfonteboa@udc.es

Fernando MARTÍNEZ-ABELLA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrático de Universidad
fmartinez@udc.es

Blas CANTERO-CHAPARRO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Investigador Postdoctoral Juan de la Cierva
b.cantero@udc.es

Palabras clave: reología, tixotropía, fibras, fracción de empaquetamiento.

Resumen

Este trabajo presenta los resultados del estudio de mezclas de hormigón autocompactante reforzado con fibras con tres contenidos de pasta (350, 400 y 450 l/m^3), dos sistemas cementantes, 100% de cemento (100C) y 60% de cemento, 25% de filler calizo y 15% de metacaolín (60C25F15M) y tres tipos de fibras rígidas (dos metálicas y una de polipropileno). El objetivo del trabajo es analizar el efecto del contenido en fibras, la fracción volumétrica de sólidos y la interacción entre partículas en el comportamiento en fresco de los hormigones a través de la reología.

Para ello se desarrolla una campaña experimental que incluye la caracterización del comportamiento en estado fresco mediante el ensayo reológico Stress Growth Test (SGT), que permiten la obtención de la tensión de flujo umbral.

A través de las curvas "parámetro reológico – fracción relativa de empaquetamiento" se observó que existe valor crítico de contenido de fibra que, una vez superado, afecta gravemente al comportamiento en fresco del hormigón autocompactante. Este contenido de fibras puede relacionarse con la geometría de éstas y con la fracción de empaquetamiento de los áridos utilizados, proponiéndose una expresión de diseño que garantiza valores inferiores al crítico.

Análisis del comportamiento reologíco de materiales base cemento con ligantes cuaternarios utilizando técnicas de programación genética

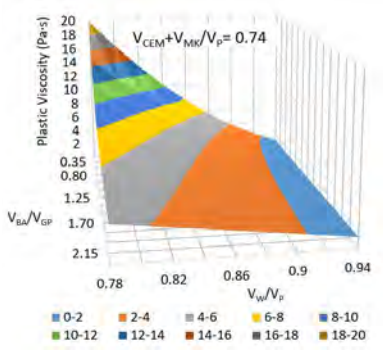


Figura 1. Influencia de VBA/VGP en la viscosidad plástica.

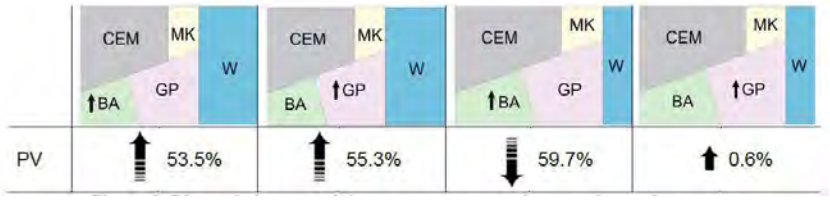


Figura 2. Efecto de los materiales cementantes suplementarios en las pastas.

Gemma ROJO-LÓPEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Estudiante de doctorado
gemma.rojo@udc.es

Belén GONZÁLEZ-FONTEBOA
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrática de Universidad
bfonteboa@udc.es

Juan Luis PÉREZ-ORDÓÑEZ
Dr. Ingeniero informático
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC).
Titular de Universidad
jlperez@udc.es

Fernando MARTÍNEZ-ABELLA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC).
Catedrático de Universidad
fmartinez@udc.es

Palabras clave: Ceniza de biomasa, Polvo de granito, Metacaolín, Inteligencia artificial, Análisis paramétrico, Programación genética, Materiales cementantes suplementarios.

Resumen

En este estudio se analizó la influencia de ligantes cuaternarios (incorporando metacaolín, ceniza de biomasa y polvo de granito como materiales cementantes suplementarios) en el comportamiento de pastas. Se pretendía obtener expresiones de predicción de distintos aspectos del comportamiento en fresco de materiales base cemento y definir los parámetros óptimos de dosificación utilizando técnicas de programación genética.

Para ello, se desarrolló un conjunto de datos siguiendo la metodología de diseño de experimentos y se analizó el comportamiento en fresco de las pastas mediante el análisis de la viscosidad plástica.

El modelo de predicción obtenido mediante programación genética presentó buenos índices estadísticos. Utilizando el modelo ajustado se realizó un análisis paramétrico para valorar la influencia de los nuevos materiales cementantes suplementarios sobre las propiedades estudiadas concluyéndose que los parámetros con mayor efecto sobre el comportamiento en fresco de pastas y morteros son la demanda de agua y la interacción entre partículas de los materiales cementantes.

Incertidumbres de los modelos para el cálculo de la capacidad resistente de uniones de madera

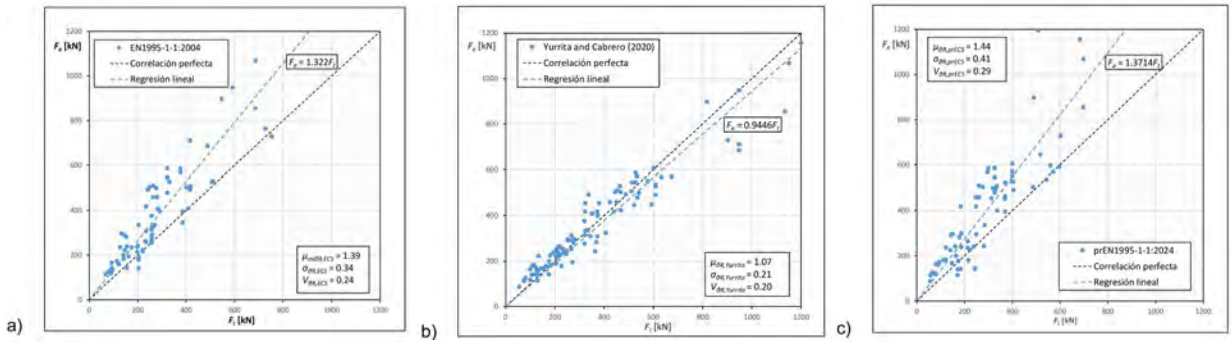


Figura 1. Diagrama de resultados experimentales Fe vs. resultados teóricos Ft , obtenidos mediante los tres modelos estudiados: a) actual Eurocódigo 5; b) Universidad de Navarra; c) borrador Eurocódigo 5 de segunda generación.

Carlos LARA SARACHE
Dr. Ingeniero Civil
Instituto de C. C. Eduardo Torroja CSIC
carloslara@ietcc.csic.es

Peter TANNER
Dr. Ing. de Caminos Canales y Puertos
Instituto de C. C. Eduardo Torroja CSIC
tannerp@ietcc.csic.es

José Manuel CABRERO BALLARÍN
Dr. Arquitecto
Cátedra Madera Onesta
Universidad de Navarra, UNAV
jcabrero@unav.es

Borja Iñaki IRAOLA SAÉNZ
Dr. Arquitecto
Cátedra Madera Onesta
Universidad de Navarra, UNAV
bisaenz@unav.es

Palabras clave: estructuras de madera, uniones, conectores, ensayos experimentales, seguridad, análisis de fiabilidad, modelos probabilistas, incertidumbre.

Resumen

Las incertidumbres asociadas con un determinado modelo de resistencia se obtienen comparando unos resultados experimentales con los valores obtenidos mediante el mismo modelo, teniendo en cuenta los valores medidos de las dimensiones y las propiedades específicas de los materiales para cada espécimen ensayado. En el presente trabajo, se ha llevado a cabo una revisión de los modelos para el dimensionado de las uniones, disponibles tanto en la normativa en vigor como en la literatura especializada. La mayoría de los modelos existentes han sido obtenidos como resultado de estudios experimentales y suelen basarse en una combinación de principios mecánicos y relaciones empíricas. Algunos de ellos consideran los modos de fallo dúctiles, frágiles o la combinación de ambos. Empleando el modelo incluido en el actual Eurocódigo 5 para el proyecto de estructuras de madera, además de un modelo más evolucionado, recientemente desarrollado en la Universidad de Navarra, y del propuesto en el borrador del Eurocódigo 5 de segunda generación, se han calculado las capacidades de carga teóricas de una serie de uniones ensayadas, seleccionadas entre las existentes en la literatura. Los resultados obtenidos se han comparado con los experimentales, con el propósito de cuantificar las incertidumbres de los modelos considerados. La determinación de estas incertidumbres para los diferentes modelos destinados al dimensionado de las uniones, así como el cálculo de las probabilidades de ocurrencia de los diferentes modos de fallo, especialmente los frágiles, proveerán un conjunto de herramientas que podrán ser empleadas con diferentes propósitos, tales como la calibración de coeficientes parciales para el dimensionado estructural, la verificación de la robustez estructural, o la aplicación de métodos más avanzados como son los análisis probabilistas o de riesgos.

The Effect of Properties and Microstructure of Recycled Aggregate on Polypropylene Fibre-Reinforced Concrete

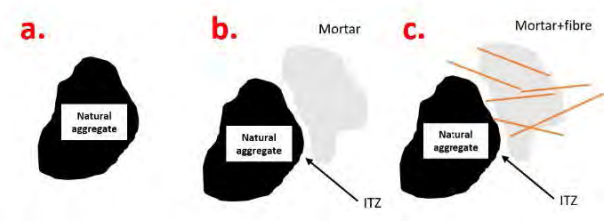


Figure 1. The Schematic diagram of three types coarse aggregates: a. NA; b. RA; c. RAF

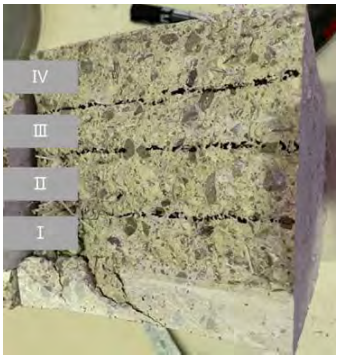


Figure 2. Fracture surface of a prismatic specimen (RA-9)

Guanzhi LIU
MSc Mining Engineering
Universitat Politècnica de Catalunya PhD student
guanzhi.liu@upc.edu

Josep CLARAMUNT
PhD Architect
Universitat Politècnica de Catalunya
Associate professor
josep.claramunt@upc.edu

Martin HUNGER
PhD Civil Engineering Master Builders Solutions
Head of Global Fiber Competence Center
martin.hunger@masterbuilders.com

Nikola TOŠIĆ
PhD Civil Engineering
Universitat Politècnica de Catalunya
Assistant professor
nikola.tosic@upc.edu

Albert DE LA FUENTE
PhD Civil Engineering
Universitat Politècnica de Catalunya
Full professor
albert.de.la.fuente@upc.edu

Keywords: recycled aggregate with embedded fibre, PPFRC, mechanical property, microstructure.

Abstract

This study investigates the effects of different recycled aggregates on the mechanical properties and microstructure of polypropylene fibre-reinforced concrete (PPFRC). Coarse recycled aggregate (RA) and coarse recycled aggregate with embedded fibres (RAF), obtained from PPFRC recycling, were chosen for the study. The stress-strain behaviour in compression and flexural behaviour, were tested. Scanning electron microscopy (SEM) was used to examine the microstructure and elucidate the effects of different aggregates on PPFRC properties. The results indicated that RAF does not affect the compressive strength and elastic modulus but has an effect on the residual strength compared with RA.

Combined Strategies to Achieve Robust Structures

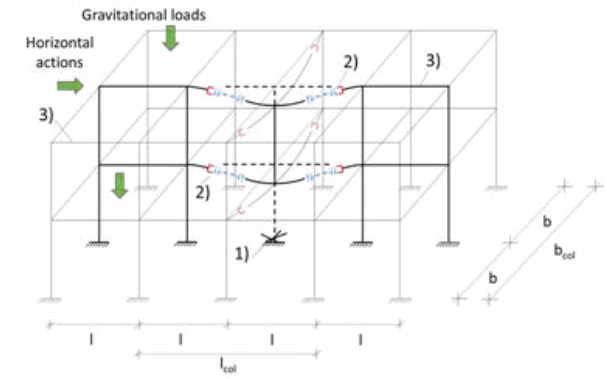


Figure 1. Robustness-specific verifications in a frame-type building structure with built-in collapse stop mechanism after column failure using fuses: 1) key members in identified situations; 2) fuse behaviour after key member failure; 3) remaining system during and after key member and fuse failures.

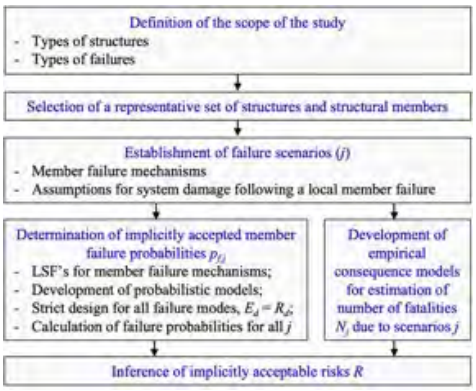


Figure 2. Procedure for inferring implicitly accepted notional risks.

Peter TANNER
PhD Civil Engineering
Instituto de C. C. Eduardo Torroja CSIC
tannerp@ietcc.csic.es

Ramon Hingorani
PhD Civil Engineering
SINTEF, Norway
ramon.hingorani@sintef.no

Carlos LARA SARACHE
PhD Civil Engineering
Instituto de C. C.
Eduardo Torroja CSIC
carloslara@ietcc.csic.es

Keywords: robust structure, conceptual design, ductile system, progressive collapse, key member, target reliability, standardization, structural design codes.

Abstract

The rules for ensuring robustness reflect the increasing complexity and opacity characterizing structural design codes. While the practical importance of designing and building robust structures is universally acknowledged, the codes presently in place are often vague or confusing. At the same time, however, that lack of clarity may afford opportunities for innovative solutions by building items that ensure robustness into the conceptual design of a structure. Building on that premise, a practical approach to design robust structures is summarized in the paper. The proposal generally envisages the conceptual design of continuous, ductile structural systems due to their inherent advantages for identified design situations. To avoid progressive collapse given the occurrence of local failure due to unidentified accidental situations, either alternative load paths or predefined collapse mechanisms should be built into such systems. The proposal includes a procedure to achieve correspondence between assumed and real mechanisms in case of failure of any member on which the strength and stability of the system or subsystem depends. For the design or assessment of such key members, risk-based target reliability indices are developed for both, persistent and identified accidental situations, and considerations are made about the target reliability for the remaining system left standing after key member failure.

Target Reliabilities for Key Members in Building Structures

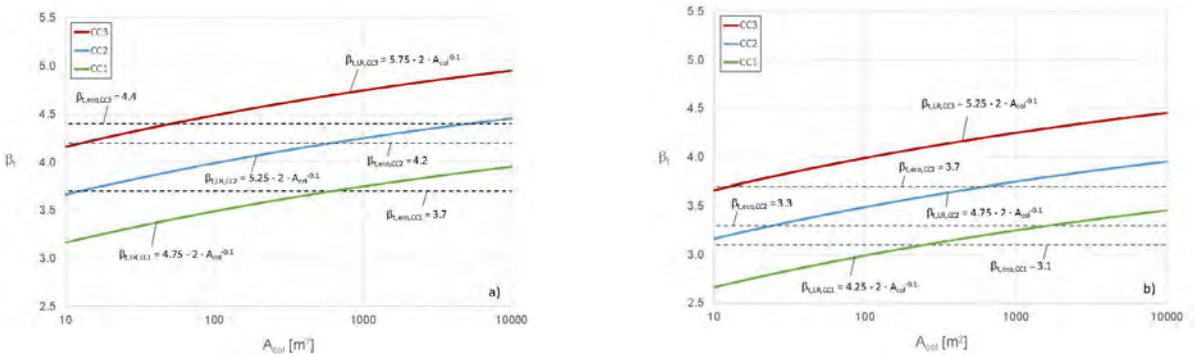


Figure 1. Recommended annual target reliabilities βt,LR for structural design (left) and assessment (right); horizontal lines: tentative target reliabilities based on economic optimization βt,eco, (according to JCSS PMC, ISO 2394 and fib MC 2020) for medium (top) and large (bottom) relative cost of safety measures and CC's according to fib MC 2020.

Ramon HINGORANI
PhD Civil Engineering
SINTEF, Norway
ramon.hingorani@sintef.no

Peter TANNER
PhD Civil Engineering
Instituto de C. C. Eduardo Torroja CSIC
tannerp@ietcc.csic.es

Carlos LARA SARACHE
PhD Civil Engineering
Instituto de C. C.
Eduardo Torroja CSIC
carloslara@ietcc.csic.es

Keywords: structural safety, reliability requirements, target reliabilities, acceptance criteria, life safety, building structures, key members, design codes, standardization.

Abstract

Driven by the progressively increasing acknowledgment of the added value provided by reliability-based design or assessment of structures, intensive efforts have been dedicated in the recent past to defining approaches for fixing appropriate target levels. Modern codes, such as ISO 2394 and the fib Model Code 2020, establish human safety criteria based on the Life Quality Index (LQI) as a constraint to economic optimization principles. However, the use of the LQI may yield higher life safety risks compared to current design approaches. Where this may not be acceptable, it is advisable to specify reliability levels in line with accepted practices. An example of this is the structural design of key members, the failure of which entails potentially large life safety risks.

Based on prior studies, the paper describes the further development of annual target reliabilities for such members in buildings, inferred from implicitly acceptable life safety risks associated with current Eurocode design practices. The study focusses on the effect of correlation between failure events in subsequent years of the envisaged service life of a structure. The results reveal a significant effect of such correlation on structure-related risks and, hence, on the proposed requirements. A comparison of these requirements with tentative values based on monetary optimization, suggests general compatibility of the two, provided that the expected consequences and safety costs refer to the same failure event, taking into account for the possibility of (sub)- system failure following a key member collapse.

Experimental and Analytical Study on Jointless Bridge Decks With Continuously Reinforced Concrete Pavements

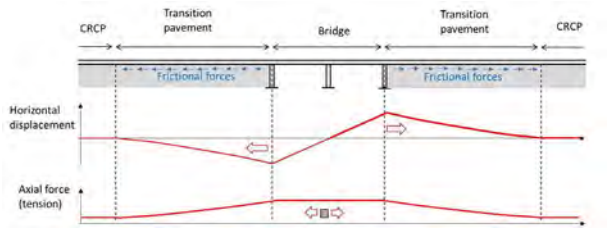


Figure 1. Response of jointless bridge-CRCP system under temperature decrease (bridge expansion).

Xiaoyi CHEN
PhD in Civil Engineering
Texas Department of Transportation
Engineering assistant
xiaoyichen9211@gmail.com

Juan MURCIA-DELSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya
Profesor agregado
juan.murcia-delso@upc.edu

Todd HELWIG
PhD in Civil Engineering
University of Texas at Austin
Professor
thelwig@mail.utexas.edu

Jorge ZORNBERG
PhD in Civil Engineering
University of Texas at Austin
Professor
zornberg@mail.utexas.edu

Keywords: jointless bridge, seamless bridge-pavement connection, continuously reinforced concrete pavement, slab-base interface, bond breaker.

Abstract

This paper presents an overview of a recent research program to evaluate the response of fully-jointless (seamless) bridges and continuously reinforced concrete pavements (CRCP). This design concept, which was first implemented in Australia, eliminates the need for expansion joints at the end of the bridge. In a jointless bridge-CRCP system, thermal movements are dissipated through the controlled cracking and sliding of the reinforced concrete pavement near the bridge approach. To limit the axial forces in the region of the pavement slab experiencing sliding, defined as transition zone, interface materials need to be used to eliminate bond and reduce the frictional restraint provided by the base. The axial response of the transition zone of the pavement and bridge deck strongly depend on this slab-base interaction.

In the present study, experimental tests were conducted to characterize the concrete slab-base interaction considering different types of interface materials used as bond breakers. They include woven and non-woven geotextiles, polyethylene sheets, and felt paper. The main findings of this experimental study are presented and discussed, along with design recommendations involving the use of polyethylene sheets and felt paper. Analytical models were also developed to investigate the axial response of jointless bridge-CRCP systems considering prototypical bridge structures in Texas. The models were used to evaluate the influence of the friction provided at the slab-base interface, and to develop design recommendations for the transition slab and bridge deck of jointless bridge-CRCP systems.

Recomendaciones para la reducción de la huella de carbono de diferentes elementos estructurales

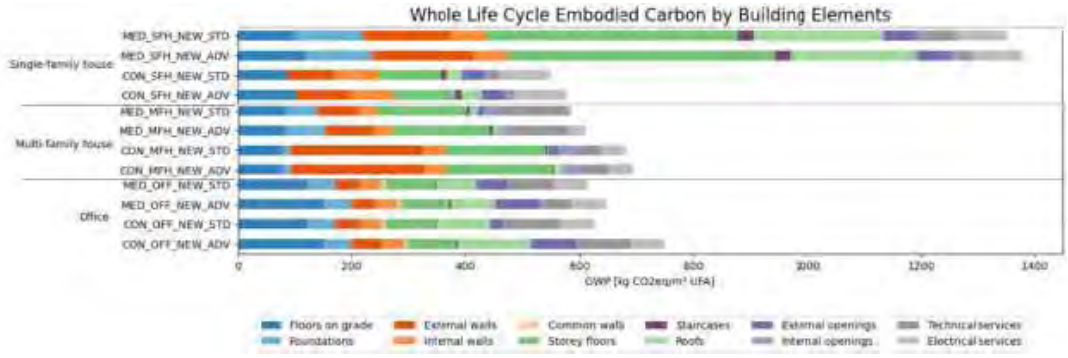


Figura 1. Carbono embebido de ciclo de vida por elemento constructivo en edificios de oficinas, viviendas unifamiliares y residenciales multifamiliares en climas mediterráneo y continental.

César BARTOLOMÉ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
Director de Tecnología
cbartolome@ieca.es

Laura ORFALI SORIA
Arquitecta
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
Responsable de sostenibilidad en Edificación
lorfali@ieca.es

Palabras clave: descarbonización, cemento, factor clinker, esbeltez, prestaciones.

Resumen

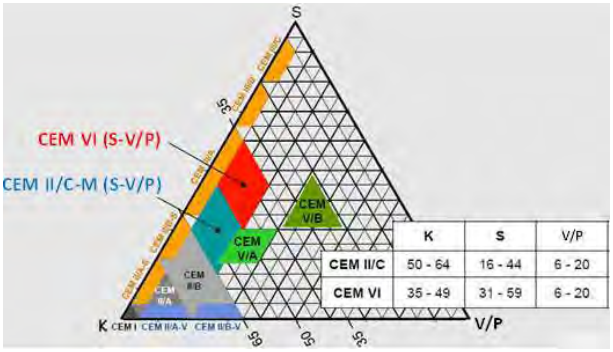
La descarbonización de las estructuras de hormigón es una necesidad para el cumplimiento de los objetivos adquiridos por España en materia de mitigación del cambio climático para el año 2030.

Con este objetivo, los fabricantes de cemento en España y en Europa están desarrollando nuevos cementos con un menor factor clínker para su utilización en hormigón estructural. Sin embargo, la estrategia para descarbonizar una estructura no pasa únicamente por la utilización de cementos más adicionados, cuyas prestaciones además son diferentes de las de los cementos portland tradicionales, sino que se deben combinar con otras estrategias, como puede ser el diseño de hormigones de altas prestaciones con estos nuevos cementos o los diseños estructurales ligeros y esbeltos que permitan la reducción global de la huella de carbono de la estructura y no únicamente la de uno de sus componentes.

De hecho, en determinadas circunstancias, la utilización de cementos con un menor factor clínker puede ser incluso desaconsejable para lograr una menor huella de carbono de la estructura.

Por estos motivos, a lo largo del artículo se analizarán diferentes elementos estructurales: cimentaciones, muros, pilares, forjados, tableros de puentes, etc.; valorando las necesidades prestacionales del hormigón para cada uno de ellos y proponiendo las medidas óptimas en cada caso para reducir su huella de carbono a la vez que se garantiza su funcionalidad y su durabilidad.

Nuevos cementos ternarios



	K	S	V/P
CEM II/C	50 - 64	16 - 44	6 - 20
CEM VI	35 - 49	31 - 59	6 - 20

Figura 1. Composición del cemento Portland compuesto CEM II/C-M (S-V/P) y cemento compuesto CEM VI (S-V/P).

Miguel Ángel SANJUÁN BARBUDO
Doctor en Ciencias Químicas
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
Jefe del Área de Cementos y Morteros
masanjuan@ieca.es

César BARTOLOMÉ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
Director de Tecnología
cbartolome@ieca.es

Palabras clave: cemento ternario, factor clínker, adiciones.

Resumen

La emergencia climática europea declarada el 28 de noviembre de 2019 mediante resolución del Parlamento Europeo, junto con los compromisos del 'Pacto Verde Europeo' reglamentados mediante la Ley Europea del Clima y la Ley 7/2021, de 20 de mayo, de cambio climático y transición energética, obligan a adoptar medidas urgentes para la mitigación del cambio climático. El sector cementero, conocedor de esta emergencia, ha desarrollado su 'hoja de ruta' para alcanzar la neutralidad climática en 2050 y conseguir hacer frente al objetivo de reducción del 55% en 2030 con relación al nivel de emisiones de 1990.

La segunda etapa de la mencionada hoja de ruta implica la producción y utilización de cementos con un bajo contenido de clínker. La industria cementera está trabajando en estos nuevos cementos y, de hecho, en julio de 2021 se publicó la norma UNE-EN 197-5, que incluye los cementos pórtland compuestos CEM II/C-M y cementos compuestos CEM VI, que en abril de 2024 se incluyeron en la Instrucción de Recepción de Cementos (RC-16) como cementos comunes para su uso estructural.

Ahora bien, al tratarse de nuevos cementos, la experiencia de que se dispone es escasa tanto en material prestacional (evolución de resistencias, durabilidad, etc.) como en su uso. Por ello, se considera necesario que se elaboren unas recomendaciones técnicas de uso de estos cementos: tipologías estructurales en las que se pueden utilizar, reología de los hormigones fabricados con ellos, plazos de desencofrado y descimbrado, tiempos de curado, etc.

Algunas de estas recomendaciones se incluirán en este artículo en base a los resultados de los ensayos realizados previos a su normalización.

On the Under-Exploitation of Reuse Principles

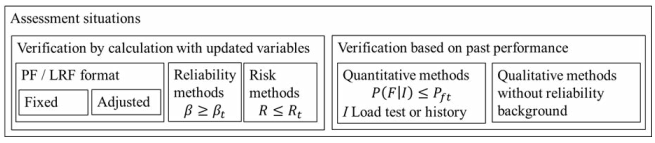


Figure 1. Quantitative and qualitative methods and formats to verify the reliability of existing structures.



Figure 2. Full-scale shear test on prefabricated prestressed beams to update the uncertainties of the resistance model.

Peter TANNER
PhD Civil Engineering
Cesma Ingenieros SL
cesma@cesmaing.com

Carlos LARA SARACHE
PhD Civil Engineering
Instituto de C. C. Eduardo Torroja CSIC
carloslara@ietcc.csic.es

David SANZ
Civil Engineer
Cesma Ingenieros SL
cesma@cesmaing.com

Keywords: construction industry, material consumption, carbon footprint, existing structures, deterioration, reuse, risk, reliability, updating, verification.

Abstract

Current construction practices are far from sustainable. Given the threats posed by climate change, the sector is required more than any other to quickly and massively reduce energy and material consumption, as well as greenhouse gas emissions. Of course, in this transition, measures such as the development of new materials, products and technologies with minimal emissions are of particular importance. Despite the hectic developments in these areas, where it is difficult to keep track or assess the actual environmental impact of all new proposals, the reorientation of the sector is taking place very slowly. In contrast, the most efficient of all possible measures to reduce the construction industry's carbon footprint and achieve sustainability goals, namely extending the service life and reusing existing structures or components, is readily available. Surprisingly, however, there are still many reservations about reusing existing systems and stakeholders involved often lack knowledge on how to make rational decisions concerning their reliability. Based on the key differences between design and assessment, the paper briefly discusses the approaches available for this purpose and their treatment in codes. Some barriers to wider implementation of the more sophisticated of these approaches in practice are identified and illustrated using a case study.

Evaluación del comportamiento mecánico post-fuego de armaduras y aceros estructurales de altas prestaciones



Figura 1. Aspecto de las probetas de acero S355 tras los ensayos post-fuego.

Andrés LAPUEBLA-FERRI
Dr. Ingeniero Industrial. Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Universitat Politècnica de València. Valencia, España
Profesor Permanente Laboral
anlafer0@mes.upv.es

David PONS
Dr. Ingeniero Industrial. Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Universitat Politècnica de València. València, España
Técnico Superior de Laboratorio
dpons@upv.es

Carmen IBÁÑEZ
Dra. Ingeniera Industrial
ICITECH. Universitat Politècnica de València. València, España
Profesora Titular de Universidad
caribus@upv.es

Ana ESPINÓS
Dra. Ingeniera Industrial
ICITECH. Universitat Politècnica de València. València, España
Profesora Titular de Universidad
aespinos@mes.upv.es

Manuel L. ROMERO
Dr. Ingeniero Industrial
ICITECH. Universitat Politècnica de València. València, España
Catedrático de Universidad
mromero@mes.upv.es

Palabras clave: post-fuego, acero al carbono, acero de alta resistencia, acero inoxidable.

Resumen

Las propiedades residuales de los aceros al carbono tras un incendio han sido ampliamente estudiadas, no así las de los aceros de altas prestaciones. En este trabajo se presentan los resultados de una extensa campaña experimental en la que se obtuvieron las propiedades mecánicas post-fuego de armaduras y aceros estructurales de altas prestaciones (acero inoxidable 1.4362 y de alta resistencia S700, respectivamente), y se compararon con las de los aceros convencionales B500SD y S355. Las probetas se calentaron hasta alcanzar una temperatura elevada (300-1000 °C) y se enfriaron antes de ensayarse a tracción. Los resultados evidencian diferencias en las propiedades post-fuego de los aceros ensayados.

Sostenibilidad y belleza en el diseño de puentes





Figura 1 y 2, de izquierda a derecha: Puente de Knostrop en Leeds (Inglaterra) y Nuevo Puente sobre el Río Suir in Waterford (Irlanda)

Héctor BEADE PEREDA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Knight Architects
Director de Diseño
h.beade@knightarchitects.co.uk

Palabras clave: diseño holístico, sostenibilidad, funcionalidad, belleza, estética, percepción, emoción.

Resumen

Los diseñadores de puentes tienen una gran responsabilidad con el planeta y las generaciones futuras. Al diseñar puentes, debemos contribuir a hacer frente a la actual emergencia climática y de biodiversidad. Forma parte de la responsabilidad del diseñador ayudar a conseguir que su obra tenga cero emisiones lo antes posible. Y también contribuir a que la industria tome conciencia de nuestro doble papel tanto en causar como en abordar esta crisis.

Pero los diseñadores de puentes también tienen una gran responsabilidad para con los usuarios y quienes perciben estos cruces. Por su escala, exposición y larga vida, los puentes tienen un gran impacto visual y social. Son atravesados y percibidos por innumerables personas, cuya experiencia vendrá determinada por la calidad del trabajo realizado en su diseño y construcción. Diseñar algo que transforma el territorio durante siglos debe ser estéticamente atractivo, reflejar valores emocionales y culturales, y suscitar experiencias y sentimientos.

Y es evidente que los puentes que diseñemos deben ser funcionales, responder adecuadamente a todas las limitaciones, cumplir todos los criterios técnicos y tener un coste adecuado a su escala y complejidad.

¿Se trata de un ejercicio de «o lo uno o lo otro»? ¿Es necesario renunciar a algunas de estas aspiraciones para poder proyectar un puente? El autor cree que es posible diseñar sistemáticamente puentes que respondan satisfactoria y simultáneamente a todos los aspectos relevantes del proyecto y no sólo a algunos de ellos. Este es un artículo sobre el diseño holístico de puentes, centrado concretamente en cómo armonizar, a la hora de diseñarlos, la eficiencia desde la perspectiva de la huella de carbono con la belleza, de modo que el diseño de construcciones tan emotivas, destacadas y perdurables mejore la calidad del mundo construido de múltiples maneras.

Hacia el cero neto en el diseño de estructuras

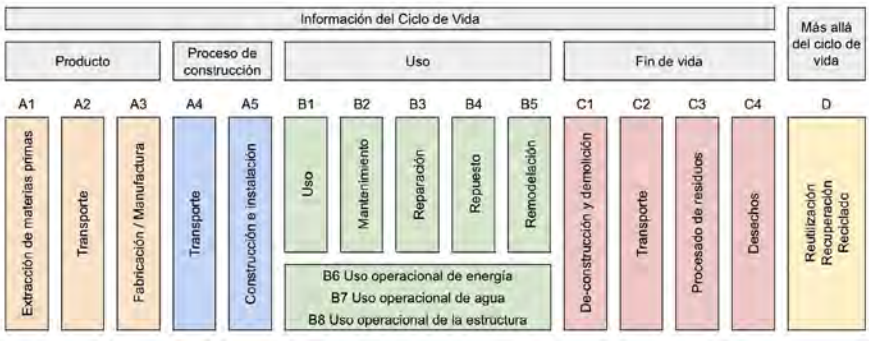


Figura 1. Ciclo de vida y correspondientes módulos de una estructura.

Fernando MADRAZO AGUIRRE
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
COWI & Imperial College London, Reino Unido
Asociado & Visiting Design Fellow
femz@cowi.com & fma@ic.ac.uk
ORCID: 0000-0001-8961-6829

Palabras clave: cero neto, sostenibilidad, descarbonización, estructuras, puentes, hormigón, acero.

Resumen

Este artículo propone abordar conceptos de sostenibilidad en la concepción, diseño y construcción de estructuras. Después de poner en contexto la situación actual de emergencia climática y describir el marco legal y regulatorio, se resumirá los factores principales que intervienen en la emisión de gases de efecto invernadero en las construcciones civiles y de edificación, tratando de entender los principales materiales de construcción y los procesos constructivos. A continuación, se explicarán algunas estrategias que se deben seguir por parte de la Administración y de los equipos de diseño y construcción. Una de estas medidas es empezar a medir la huella de carbono, del mismo modo que se miden otros parámetros como el coste. El artículo se centrará primordialmente en métodos de cálculo de huellas de carbono, y presentará una escala que se podría seguir para clasificar la eficiencia de distintas soluciones estructurales.

Los objetivos principales del artículo son concienciar a los lectores de la necesidad de actuar en reducir la huella de carbono, proponer ciertos pasos sencillos que se pueden seguir al concebir nuevas estructuras, explicar cómo se puede calcular la huella de carbono de estructuras, y proponer una escala de comparación que se puede usar para escoger soluciones más sostenibles y poder medir la eficiencia de las estructuras para alcanzar el cero neto en el 2050.

El artículo incluirá también algún ejemplo real para ilustrar cómo usar los métodos propuestos.

Continuidad activa en forjados de placa alveolar utilizando aleaciones con memoria de forma en base hierro: resultados experimentales y caso piloto





Figura 1. Construcción de especímenes de ensayo para campañas: (a) a flexión; (b) a cortante.



Figura 2. Aplicación en caso piloto.

Sandra DEL RÍO BONNÍN
Arquitecta
Universitat de les Illes Balears
Estudiante de doctorado
s.del-rio@uib.e

Joaquín G. RUIZ PINILLA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat de les Illes Balears
Profesor titular de Universidad
joaquin.ruiz@uib.es

Antoni CLADERA BOHIGAS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat de les Illes Balears
Catedrático de Universidad
antoni.cladera@uib.es

Carlos R. RIBAS GONZÁLEZ
Dr. Arquitecto
Universitat de les Illes Balears
Profesor titular de Universidad
carlos.ribas@uib.es

Palabras clave: continuidad activa, placa alveolar, forjado, Fe-SMA, hormigón pretensado, resistencia a flexión, resistencia a cortante, experimentación, caso piloto.

Resumen

Las aleaciones con memoria de forma en base hierro (Fe-SMA) han experimentado un notable auge en el sector de la construcción en los últimos años, especialmente en Centroeuropa. La clave de su potencial radica en la capacidad para recuperar su forma original después de sufrir deformaciones, gracias a un proceso conocido como transformación martensítica. Esta característica lo convierte en una alternativa atractiva y sencilla para el pretensado de estructuras.

Esta investigación se centra en evaluar la viabilidad de utilizar barras corrugadas de Fe-SMA como armadura pretensada para garantizar la continuidad activa en los forjados de placa alveolar. En esta comunicación, se presentan los resultados obtenidos de dos campañas experimentales, así como la aplicación práctica de este enfoque en un caso piloto.

Las campañas experimentales, llevadas a cabo sobre elementos a escala real, pero con geometría o esquemas estáticos simplificados, fueron diseñadas para analizar el comportamiento a flexión y a cortante (ver Figura 1). Las variables de estudio incluyeron la presencia, o no, de capa de compresión, el canto del forjado, el pretensado del Fe-SMA y el número de barras de Fe-SMA utilizadas.

La aplicación en el caso piloto (ver Figura 2) subraya la relativa facilidad para aplicar el pretensado con Fe-SMA, mientras que los resultados obtenidos confirman su efectividad, demostrada mediante la medición de la contraflecha generada.

Además de resaltar las ventajas e inconvenientes de esta tecnología, las conclusiones del estudio también incluyen recomendaciones prácticas para su implementación en obra, basadas en las lecciones aprendidas durante la construcción de los especímenes en las campañas experimentales, y que no son sólo de utilidad para esta tipología estructural, sino también para el refuerzo de estructuras existentes con otras tipologías.

Refuerzo de pilares con encamisado de mortero HPRFM. Estudio experimental



Figura 1. Varias probetas tras el ensayo: a) circular con camisa de 1150 mm; b) circular reforzada en toda la altura; c) cuadrada con camisa de 1150 mm y d) cuadrada reforzada en toda la altura.

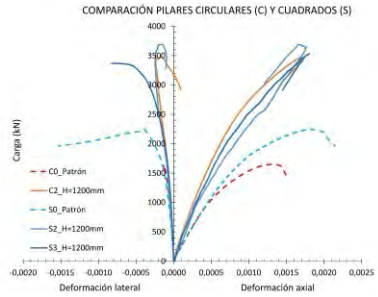


Figura 2. Gráfico de carga - deformación de la comparación entre pilares circulares y cuadrados.

María Dolores CRIADO FERNÁNDEZ
Arquitecto
Instituto Eduardo Torroja (IETCC), CSIC
Universitat Politècnica de Valencia
Titulado Superior
mariadolores.criado@ietcc.csic.es

Sonia MARTÍNEZ DE MINGO
Dra. Arquitecto
Instituto Eduardo Torroja (IETCC), CSIC
Titulado Superior
soniamdm@ietcc.csic.es

Ana ALMERICH-CHULIA
Dra. Ingeniero Industrial
Universitat Politècnica de Valencia
Profesora Contratado Doctor
analchu@mes.upv.es

Ana DE DIEGO VILLALÓN
Dra. Ingeniero de Caminos
Instituto Eduardo Torroja (IETCC), CSIC
Científico titular
adediego@ietcc.csic.es

Luis ECHEVARRÍA GIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos
Instituto Eduardo Torroja (IETCC), CSIC
Titulado Superior
l.echevarria@ietcc.csic.es

Viviana Jacqueline CASTRO QUISPE
Dra. Ingeniero de Caminos
Instituto Eduardo Torroja (IETCC), CSIC
Titulado Superior
viviana.castro@ietcc.csic.es

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras, pilar hormigón armado, encamisado, HPRFM, ensayos.

Resumen

Motivos económicos, medioambientales y sostenibles provocan la necesidad de rehabilitar estructuras de hormigón armado en edificación, puentes y otras infraestructuras. Es aquí donde el refuerzo estructural juega un papel importante, ya que posibilita que, empleando reducidas cantidades de material, se consigan soluciones que garanticen la seguridad y alarguen la durabilidad de las estructuras.

Este trabajo estudia el refuerzo de soportes de hormigón armado, cuyas técnicas de reparación son variadas. El esquema de actuación suele consistir en envolver el soporte original en una nueva sección resistente adicional, es decir, un encamisado que permite incrementar la capacidad portante y ductilidad del soporte en distinta medida, según el material empleado y su ejecución.

En este trabajo se presenta un estudio experimental sobre encamisados de mortero de altas prestaciones reforzado con fibras de acero (HPRFM) para incrementar la capacidad de carga y de deformación de soportes de hormigón sometidos a compresión centrada. Los morteros HPRFM presentan una elevada resistencia mecánica, ductilidad y tenacidad. Los estudios experimentales publicados sobre su empleo como refuerzo de soportes de hormigón son aún escasos y están hechos sobre probetas de pequeño tamaño.

En el estudio se han ensayado probetas de 1200 mm de altura y diferente sección transversal (circular y cuadrada) reforzadas con encamisado de HPRFM de espesor reducido (inferior a 30 mm), sin armadura de acero longitudinal ni trasversal suplementaria. Algunas de las probetas se reforzaron en toda su altura y otras sin llegar al extremo superior.

El trabajo compara el comportamiento mecánico de las probetas reforzadas con las patrón (sin refuerzo) y obtiene resultados de incremento de resistencia. Los resultados apuntan a que encamisados de HPRFM de pequeño espesor y, sin armadura suplementaria, permiten obtener importantes mejoras tanto con sección circular como cuadrada.

Los autores agradecen la colaboración en la investigación de la empresa MAPEI.

Redistribución de tensiones de fatiga de hormigón – programación con elementos finitos



Figura 1. Flujo de trabajo de la herramienta.

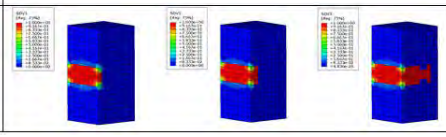
Modelo	Ciclos de fatiga	Ciclos máximos hasta el fallo
Cálculo según Código Modelo		225
Cálculo según metodología desarrollada		8000

Figura 2. Comparativa entre el Código Modelo y la herramienta desarrollada.

Joseba SOUTO COUSO
Ingeniero Mecánico
Sener Energy
Ingeniero Mecánico
joseba.souto@energy.sener

Yari GARCÍA DE AMÉZAGA FERNÁNDEZ
Ingeniero Industrial
Sener Energy
Ingeniero Mecánico
yari.garciadeamezaga@energy.sener

Josef MUSSNIG
ICCP
Sener Mobility
Director de proyecto
josef.mussnig@mobility.sener

Nadim MARDINI AL KAWAM
ICCP
Sener Mobility
ICCP
nadim.mardini@mobility.sener

Carlos ZANUY SÁNCHEZ
Dr. ICCP
Universidad Politécnica de Madrid
Catedrático
carlos.zanuy@upm.es

Palabras clave: fatiga, elementos finitos, redistribución de tensiones.

Resumen

La presencia de imperfecciones de fabricación entre superficies de diferentes componentes de hormigón que se encuentran en contacto tiende a producir concentraciones de tensiones excesivas en los modelos de Elementos Finitos lineales, con las cuales, a la hora de evaluar la fatiga con el Código Modelo, dan resultados muy restrictivos. No obstante, al contemplar el comportamiento real de dichos elementos, se observa como algunas imperfecciones pueden no ser tan críticas en la fatiga ya que el hormigón dañado es capaz de trasmitir las tensiones a los elementos de alrededor, lo que tiende a minorar el efecto. Así, surge la necesidad de buscar una metodología con la que evaluar la fatiga del hormigón con mayor detalle, y la solución pasa por considerar la redistribución de tensiones durante la modelización y el cálculo mediante Elementos Finitos.

Una alternativa para considerar la redistribución de tensiones consiste en crear una modelización de Elementos Finitos que considere la pérdida de propiedades mecánicas y la consecuente redistribución de tensiones a medida que el hormigón se va dañando. Para ello, se ha programado una subrutina en Abaqus que realiza dicho proceso de manera automática. Al realizar el cálculo en los primeros ciclos de manera individual y considerar la redistribución de tensiones por la pérdida de propiedades, se puede calcular de manera más precisa el daño acumulado durante los diferentes ciclos de fatiga a los que se ve sometido el contacto entre dos elementos de hormigón, concepto extrapolable a cualquier otra situación en la que se produzca una concentración de tensiones excesiva.

Con dicha herramienta, se obtienen resultados mucho más realistas que los ofrecidos por el Código Modelo. Por lo tanto, al obtener vidas a fatiga superiores, el dimensionamiento de todo tipo de componentes sometidos a fatiga podrá realizarse de manera mucho más optimizada.

Diseño no-lineal en servicio y rotura de un muro cortafuegos en un túnel ferroviario bajo cargas areodinámicas

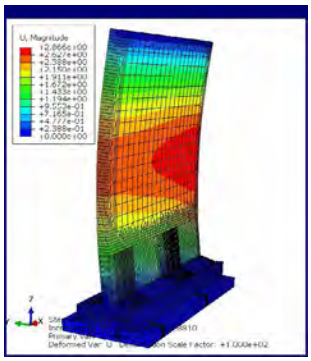


Figura 1. Resultados del análisis no-lineal global. Desplazamientos transversales (en mm).

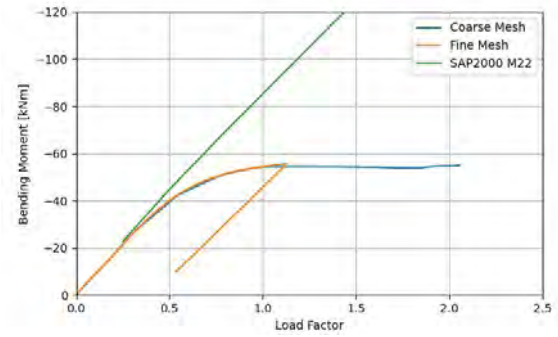


Figura 2. Momento flector en el arranque del muro prefabricado en los modelos lineal elástico y no-lineal (permitiendo la redistribución).

Magí DOMINGO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Poltècnica de Catalnuya – UPC BarcelonaTech
Investigador
magi.domingo@upc.edu

Oscar RAMOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Tunnel and Bridge Technologies
Ingeniero
oscar.ramos@tbtechno.com

Rosa TIJERAS
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
EWE+
Directora de Proyectos
rtijearas@ewe-engineering.com

Tomás ARRANZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SNC Lavalin
Project Director
Tomas.Arranz@nouvlr.com

Víctor TORRALBA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Tunnel and Bridge Technologies
Director de Proyectos
victor.torralba@tbtechno.com

Gonzalo RAMOS
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya – UPC BarcelonaTech
Catedrático
gonzalo.ramos@upc.edu

Palabras clave: diseño no-lineal, elementos finitos, hormigón reforzado con fibras.

Resumen

En la presente comunicación se expone el análisis estructural y verificación de un muro cortafuegos construido entre dos vías de un túnel para metro urbano, con el objetivo de mostrar las experiencias adquiridas durante su diseño y construcción.

Dados los materiales, condiciones geométricas y cargas del muro proyectado, éste presenta interés a efectos de análisis y verificación, ya que ha requerido de modelizaciones no-lineales materiales, geométricas y de contactos alejados de las de un muro convencional.

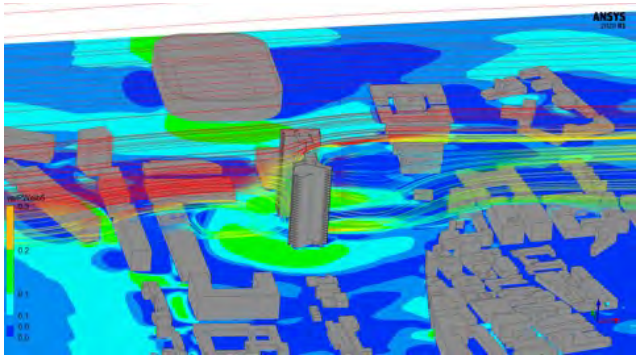
El muro cortafuegos se construye como parte del proyecto de renovación de un túnel, construido a principios del Siglo XX, con el objetivo de cumplir la normativa vigente en materia de aislamiento frente a fuego. Éste presenta una altura de entre 5 y 9 metros, un espesor constante de 300 mm, y una longitud total de, aproximadamente, 5 km.

Por condiciones de plazo el muro fue concebido originalmente con una cimentación prefabricada de hormigón reforzado con fibras (HRF) y el muro realizado con estructura metálica y paneles tipo “Promat Durasteel”; una vez construida la cimentación el cliente decidió (por condiciones de operabilidad y mantenibilidad) completar el muro con hormigón in situ.

Debido al cambio en la solución estructural, la conexión entre la cimentación de HRF y el muro con armado convencional se realiza con elementos metálicos puntuales y, el resto del muro, con un contacto “a hueso”. Justamente, el uso del HRF y la existencia de una junta constructiva sin la presencia de armadura convencional requiere de un cuidado análisis en rotura, que depende de la ley constitutiva de los materiales, de la conexión puntual y del contacto por fricción, entre otros.

Asimismo, debido a la configuración en servicio (longitud del túnel, gálibos y velocidad de proyecto -90km/h-), se generan efectos aeroelásticos cuyas presiones sobre el muro no son despreciables en el diseño.

Dinámica Computacional de Fluidos (CFD) en el proyecto de las Torres Martiricos



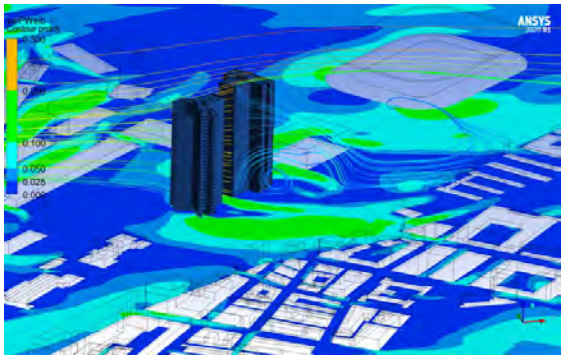


Figura 1 y 2: Simulación numérica el viento mediante Dinámica Computacional de Fluidos (CFD).

Ángel VIDAL VACAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
angel.vidal@mc2.es

Manuel CASTILLO CARBONERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
manuel.castillo@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: edificio en altura, túnel de viento, dinámica computacional de fluidos (CFD), confort frente a viento.

Resumen

El complejo Martiricos, en el paseo homónimo de Málaga, se compone de dos torres de 105 m de altura sobre rasante.

La torre denominada Y por su forma en planta presenta 32 niveles sobre rasante y uso exclusivo de viviendas en propiedad. La torre con planta en forma de T destina sus primeros 13 niveles a uso hotelero y el resto a uso de viviendas en alquiler. Ambas torres emergen sobre una cubierta-plaza ajardinada de 8500 m^2.

La altura de las torres, y su localización expuesta dentro de la franja costera, recomendaron profundizar en el análisis de las cargas de viento sobre la estructura. Para ello se llevó a cabo un estudio mediante Dinámica Computacional de Fluidos (CFD) en el que se simularon los efectos del viento sobre las torres teniendo en consideración la rugosidad del entorno. El estudio computacional permite adelantar cargas de viento sobre la estructura, más precisas que las que se pueden obtener de manera directa a partir de la normativa, pero que en todo caso requieren ser validadas en túnel de viento. Los ensayos correspondientes se realizaron en el laboratorio IDR de la UPM, y permitieron validar los resultados numéricos.

La simulación numérica permitió analizar con detalle aspectos de servicio y confort frente a viento en las torres y la plaza en su zócalo. La información de los coeficientes de fuerza obtenidos en las simulaciones numéricas permitió estudiar en el campo de la frecuencia las aceleraciones máximas esperadas en las plantas altas. El estudio en detalle de la trayectoria del viento permitió estimar las velocidades más frecuentes en la plaza, según zonas, así como en las terrazas y cubiertas de uso público o privado.

El artículo presenta una descripción de las capacidades de la Dinámica Computacional aplicadas al proyecto de la estructura de las Torres Martiricos.

Enhanced Evaluation of Tensile Behavior in Steel Fiber-Reinforced Concrete Via Dic-Based Indirect Tensile Testing

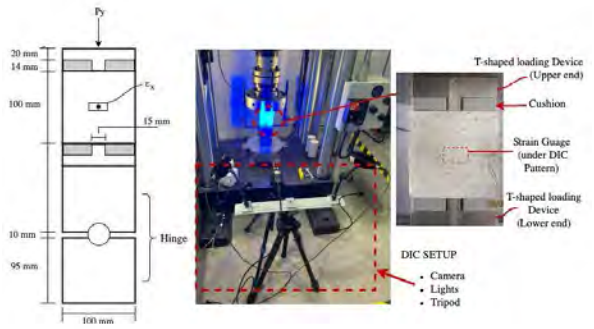


Figure 1. Experimental setup of the Modified Brazilian Test configuration with integrated DIC system.

Vaibhav Willson MASIH
M.Sc. Structural Engineering
ETSI Caminos, C. y P. — UCLM
Doctoral Student
VaibhavWillson.Masih@uclm.es

Gonzalo RUIZ
Doctor Ingeniero de Caminos C. y P.
ETSI Caminos, C. y P. — UCLM
Full Professor
Gonzalo.Ruiz@uclm.es

Rena C. YU
Aeronautical Engineer, Ph.D.
ETSI Caminos, C. y P. — UCLM
Full Professor
Chengxiang.Yu@uclm.es

Ángel DE LA ROSA
Doctor Ingeniero de Caminos C. y P.
Grupo DIMNE — Universidad Rey Juan Carlos
Associate Professor
angel.delarosa@urjc.es

Keywords: modified Brazilin test, crack initiation, DIC,fracture behavior, SFRC.

Abstract

This study introduces an innovative Brazilian test method for measuring the tensile strength of concrete cubes using a novel T-shaped loading mechanism with a hinge arrangement. This setup ensures specimen stability, precise load centering, and predictable crack propagation. A Digital Image Correlation (DIC) system enables accurate analysis of steel fiber-reinforced concrete, identifying crack initiation points and corresponding loads. The experimental results validate DIC as a superior alternative to traditional strain gauges, supported by licensed GOM software. The methodology provides qualitative DIC data, capturing major strains and local behavior during indirect tensile tests. Matrix cracking was observed at approximately 60% of tensile strength, showcasing DIC's sensitivity to early fracture detection. The combined use of the T-shaped mechanism and DIC system significantly improves the evaluation of concrete's tensile performance and fracture behavior.

Problemática aeroelástica de la estructura de seguidores solares

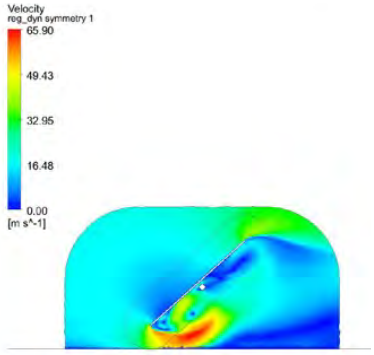


Figura 1. Análisis CFD con interacción fluido estructura y grandes desplazamientos en un seguidor solar. (MC2 Estudio de Ingeniería).

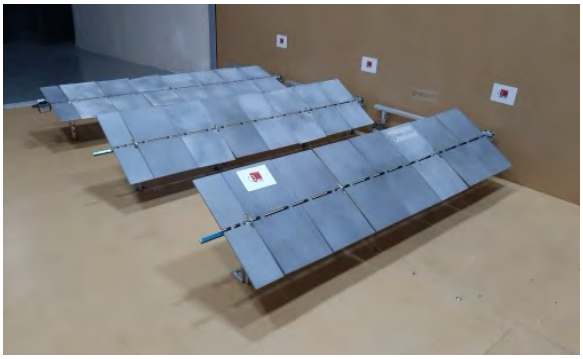


Figura 2. Validación en túnel de viento de un análisis CFD de estabilidad en un seguidor solar. (MC2 Estudio de Ingeniería).

Ángel VIDAL VACAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
angel.vidal@mc2.es

Manuel CASTILLO CARBONERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
manuel.castillo@mc2.es

María MACÍAS INFANTES
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
mmacias@mc2.es

Viviane SETI BARROSO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
vsetti@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: seguidores solares, inestabilidad aeroelástica, dinámica computacional de fluidos (CFD), túnel de viento.

Resumen

El progresivo aumento del rendimiento de los sistemas fotovoltaicos ha experimentado en los últimos años un proceso de aceleración muy notable. Las mejoras en eficiencia de las células fotovoltaicas han estimulado este avance, convirtiendo los sistemas fotovoltaicos en sistemas de generación de energía competitivos, con un crecimiento por encima del que han tenido de otros medios de producción de energía renovable. En la actualidad se desarrollan grandes parques de producción en los que los paneles, con una gran relación área / masa son montados sobre estructuras de un eje muy flexibles y optimizadas, lo que las hace especialmente vulnerables frente a viento por inestabilidad aeroelástica.

Los primeros diseños, apoyados en la hipótesis de respuesta exclusivamente estática y lineal frente a viento, se presentaron con resultados muy negativos en campo, dándose eventos de daños importantes para velocidades de viento muy inferiores.

Identificado el origen del problema se ha tratado de afrontar siguiendo diferentes estrategias, aunque, al menos en la actualidad, ninguna de ellas pueda prescindir de la validación en túnel de viento. Las estrategias con un fondo más analítico provienen directamente de las técnicas desarrolladas para el control aeroelástico de tableros de puentes muy esbeltos, y aplican conceptos clásicos como las derivadas aeroelásticas de Scanlan. Otros enfoques de diseño, sin embargo, se apoyan exclusivamente en el ensayo en túnel de viento de modelos aeroelásticos.

Por lo tanto, estos elementos, que desde el punto de vista estructural se presentan como sencillos, aunque necesitados de un nivel muy alto de optimización, son una tipología que ofrece oportunidades para estudiar respuestas aeroelásticamente inestables. Se dan similitudes interesantes, metodologías y herramientas para el análisis de otras tipologías equivalentes.

Simulación numérica de un elementro de hormigón en estado de tricompresión empleando el modelo de daño de Mazars

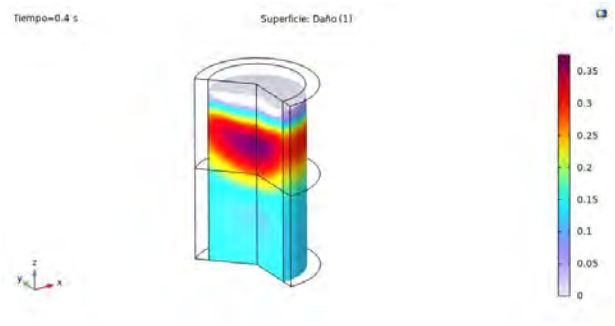


Figura 1. Parámetro de daño obtenido en el modelo.

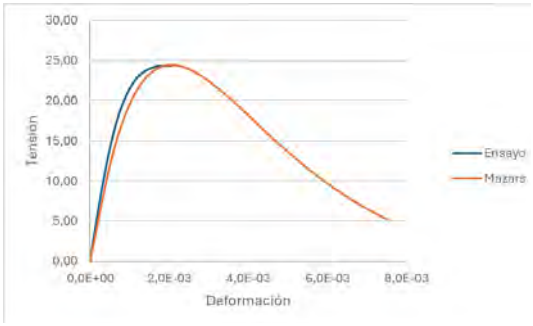


Figura 2. Comparativa de la tensión deformación obtenido con el modelo de Mazars mediante el procedimiento descrito en el presente trabajo con información limitada.

Luis ECHEVARRÍA GIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos
IETcc-CSIC
Titulado Superior
l.echevarria@csic.es

Ana ALMERICH-CHULIA
Doctora Ingeniera Industrial
Universitat Politècnica de València
Profesora Contratado Doctor
analchu@mes.upv.es

Viviana Jacqueline CASTRO QUISPE
Dra. Ingeniero de Caminos
IETcc-CSIC
Titulado superior
viviana.castro@ietcc.csic.es

Sonia MARTÍNEZ DE MINGO
Dra. Arquitecto
IETcc-CSIC
Titulado Superior
soniamdm@ietcc.csic.es

Ana DE DIEGO VILLALÓN
Dra. Ingeniero de Caminos
IETcc-CSIC
Científico titular
adediego@ietcc.csic.es

María Dolores CRIADO FERNÁNDEZ
Arquitecto
IETcc-CSIC
Titulado Superior
mariadolores.criado@ietcc.csic.es

Palabras clave: MEF, modelo de Mazars, daño, hormigón,-tricompresión.

Resumen

El modelo de daño de Mazars es utilizado en la mecánica de materiales para describir el comportamiento del daño y la degradación de materiales cuasi-frágiles, como son los materiales de base cemento, bajo diferentes tipos de cargas. Fue desarrollado por Jacques Mazars en la década de 1980 y es comúnmente empleado en los análisis mediante elementos finitos.

El parámetro principal utilizado en este modelo es la función de daño D, un escalar que representa el estado de daño del material. Este varía entre 0 (material intacto) y 1 (material completamente dañado). Esta variable es la encargada de reducir las características mecánicas del material. Es función de los parámetros que definen el comportamiento tensión – deformación del material y del tensor de deformaciones de cada elemento de hormigón.

Aunque el modelo de daño de Mazars es ampliamente utilizado y ofrece varias ventajas para el análisis de materiales cuasi-frágiles, también presenta ciertos inconvenientes y limitaciones sobre todo en dos aspectos: la dificultad para determinar los parámetros cuando la información disponible es limitada y la dificultad para trabajar en elementos donde las deformaciones de tracción del tensor de tensiones son de pequeña magnitud en comparación con las deformaciones de compresión.

El presente trabajo muestra una simulación mediante elementos finitos de un elemento estructural tricomprimido empleando el modelo de Mazars para la determinación de su comportamiento tensión – deformación (figura 1).

Además, esta comunicación presenta una forma ordenada para obtener los parámetros principales del modelo que se plantea simular (A, B y κ_0) cuando la información de la que se dispone es escasa y no es posible realizar ensayos de caracterización del material (figura 2).

Resurgimiento de las rótulas de hormigón. Modelo y aplicación en proyectos recientes



Figura 1. Puente sobre el cañón de Tamina. Suiza (2016).



Figura 2. Puente sobre el estrecho de Hessund. Finlandia (2023).

Michael MÜLLER
Dipl.-Ing Civil Engineer
Leonhardt, Andrä und Partner
Executive Board Member
michael.mueller@lap-consult.com

Antonio CARNERERO RUIZ
PhD Civil Engineering
Leonhardt, Andrä und Partner
Director Branch Office Madrid
antonio.carnerero@lap-consult.com

Belen ORTIZ DE LA TORRE COLLANTES
M.Sc. Civil Engineering
Leonhardt, Andrä und Partner
Structural Engineer
belen.ortiz@lap-consult.com

Palabras clave: articulaciones de hormigón, diseño de puentes, apoyos, articulación Freyssinet.

Resumen

Las rótulas de hormigón son capaces de soportar deformaciones considerables bajo cargas extremadamente elevadas. Este concepto clásico está experimentando un renovado interés en la ingeniería estructural contemporánea, principalmente debido a su rentabilidad y durabilidad. En estructuras integrales, como puentes de gran luz sobre valles, las rótulas de hormigón pueden emplearse para prescindir de aparatos de apoyo, incluso en presencia de grandes desplazamientos de la superestructura.

Los métodos de diseño desarrollados por Fritz Leonhardt continúan siendo la base fundamental para el diseño de puentes con rótulas de hormigón en la actualidad.

La experiencia acumulada en los últimos años —gracias a la ejecución de numerosos puentes, al uso de hormigón autocompactante, a la mejora de los procedimientos de control y medición, así como a la construcción de múltiples prototipos experimentales— ha permitido la realización de estructuras de puente con una alta calidad de ejecución y un elevado valor estético, especialmente en estos elementos singulares y estructuralmente exigentes.

El presente artículo expone el principio de funcionamiento y los elementos esenciales del diseño de rótulas lineales de hormigón, y muestra su comportamiento dentro de estructuras integrales de estribos o pilas.

Como parte de los proyectos del Puente del Elba en Mühlberg y del Puente Tamina en Suiza, se obtuvo experiencia valiosa en la utilización de hormigón autocompactante, especialmente en su aplicación en zonas con cuellos fuertemente armados dentro de las rótulas de hormigón. En el proyecto actual del Puente Hessundinsalmen en Finlandia, se definieron por primera vez directrices de diseño específicas para un puente con rótulas de hormigón en dicho país. Mediante un proceso de monitoreo, se obtuvieron valores medidos relevantes sobre las rotaciones y rigideces de las rótulas, los cuales pudieron compararse con los valores teóricos obtenidos a partir de simulaciones numéricas.

Ship Impact Forces and Resisting Strategies on Inland Waterways

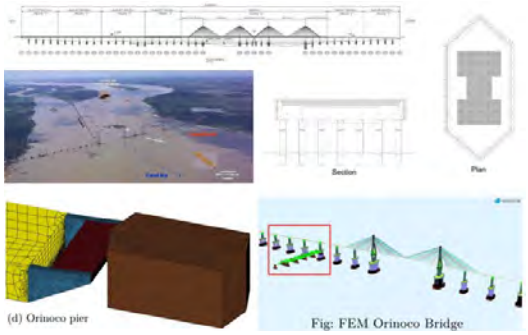


Figure 1, 2nd and 3rd Orinoco Bridge (LAP-Design and Master Thesis Pramod Solanki 2024).



Figure 2. Rosario-Victoria.

Michael MÜLLER
Dipl.-Ing Civil Engineer
Leonhardt, Andrä und Partner
Executive Board Member
michael.mueller@lap-consult.com

Antonio CARNERERO RUIZ
PhD.ICCP
Leonhardt, Andrä und Partner
Director Branch Office Madrid
antonio.carnerero@lap-consult.com

Luis SANTOS SÁNCHEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, MSc
Leonhardt, Andrä und Partner
Structural Engineer
luis.santos@lap-consult.com

Pramod BABULAL SOLANKI
Civil Engineer, MSc
Bauhaus-Universität Weimar
pramod.babulal.solanki@uni-weimar.de

Keywords: ship impact, vessel collision, inland waterways, nonlinear analysis, dynamic analysis, plastic hinge, Orinoco Bridge, Rosario-Victoria, vessel defences.

Abstract

The collision of ships with bridge piers represents a real hazard for bridges over major waterways with large ships. Since long spans are required in these situations to mitigate impact from large vessels, cable-stayed bridges are often an appropriate solution and have to be protected against ship impacts. These impact forces can be very high so this may end up being a decisive design criterion. Different strategies may be adopted to protect against the ship collision such as designing independent protective/guide structures, building artificial islands or resisting the impact forces with strong piers.

Since the eighties Leonhardt, Andra und Partner (LAP) has been involved in the development of answers to the ship impact problem. The latest research performed by LAP on inland waterways ship impact forces is outlined in this paper, covering the influence of different ship and pier geometries on the energy dissipation and the consequent maximum impact force that needs to be resisted by the structure, comparing as well these results with the current codes.

Also, detailed descriptions of the different ship impact resisting strategies followed by LAP in already built examples like the Second Orinoco Bridge and the Rosario-Victoria Bridge are presented in this paper, explaining the solutions adopted and the different analyses performed. Independent protective structures were designed in both of these bridges and some of these analyses consist in a detailed nonlinear dynamic analysis for the Orinoco Bridge and a plastic rotation capacity tests for the concrete-filled steel piles in the Rosario-Victoria Bridge.

Simulación numérica del comportamiento a cortante en fase fisurada y última de vigas de hormigón armado reforzadas con bandas pretensadas de acero inoxidable

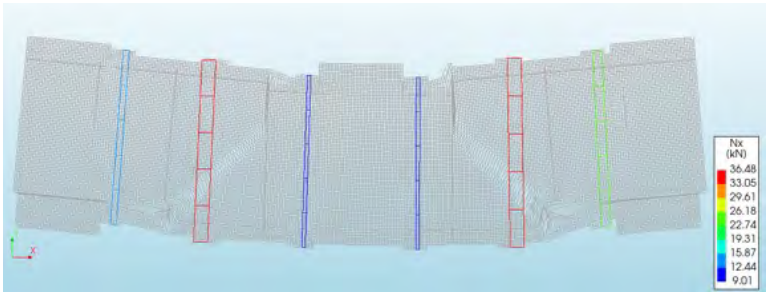


Figura 1. Simulación numérica de fisuración diagonal y fuerzas axiles en refuerzo externo.

Noemí DUARTE GÓMEZ
Doctora Ingeniera Civil
Universidad Politécnica de Cataluña
Profesora Lectora
noemi.duarte@upc.edu

JESÚS-MIGUEL BAIRÁN GARCIA
Doctor Ingeniero de Caminos
Universidad Politécnica de Cataluña
Catedrático
jesus.miguel.bairan@upc.edu

ANTONINO RECUPERO
Doctor Ingeniero Civil
Università di Messina (Italia)
Catedrático
antonino.recupero@unime.it

Palabras clave: acero inoxidable, hormigón armado, refuerzo externo, cortante, comportamiento no lineal, bandas pretensadas, estructuras existentes.

Resumen

En esta comunicación se analiza el comportamiento de elementos de hormigón armado reforzados a cortante mediante bandas externas pretensas de acero inoxidable. Esta técnica presenta ventajas por ser fácilmente instalable y competitiva a nivel de costes, envolviendo la sección completa o con un recubrimiento parcial, lo que la hace adecuada para mejorar la capacidad y durabilidad de las estructuras existentes. En este artículo, se investiga el comportamiento mecánico a cortante de dos disposiciones de bandas mediante análisis numérico no lineal para analizar los mecanismos resistentes del refuerzo en servicio y rotura. El análisis es validado mediante la comparación con resultados experimentales de diversas vigas ensayadas y serviría para determinar las diferencias principales entre el comportamiento a cortante de elementos reforzados con armadura interior adherida tradicional y refuerzo externo no adherido, permite cuantificar aquellos aspectos relevantes para el diseño práctico de la rehabilitación a cortante de estructuras existentes, tales como el incremento de tensión en las bandas y la fisuración, entre otros.

Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Sections Under Diffusion Process and Deterioration Damage

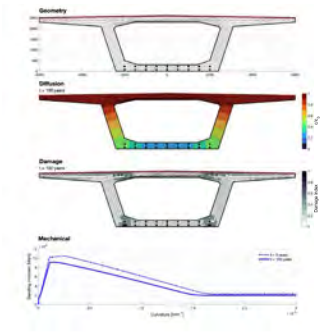


Figure 1. Example of deterioration model of a box deck.

Jesús Miguel BAIRÁN GARCÍA
Ph.D., M.Sc., Civil Engineer
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
Professor
jesus.miguel.bairan@upc.edu

Pablo MARÍN SAN ROMÁN
M.Sc., Civil Engineer
Arenas & Asociados
Engineer
pmarin@arenasing.com

Keywords: concrete deterioration, corrosion, diffusion, damage, durability, service life, non-linear response, mechanical capacity.

Abstract

Built infrastructures are exposed to environmental actions that may degrade its structural capacity. A great number of these structure were designed with outdated standards or durability considerations, this rises safety concerns as the number of existing structures showing deterioration and reported failures increase. The most common cause of deterioration of concrete structures is corrosion, which is triggered by the presence of carbonation or chloride ions, reducing concrete pH and increasing the probability of reinforcement corrosion. These components are naturally present in the environment, through ambient CO_2 and Cl- ions in marine environment, use of de-icing salts, among others.

On the other hand, the observed tendency of the climate change suggests more adverse conditions in the future – increased CO_2 concentration, rising sea levels, more frequent extreme weather events, higher temperatures, accelerating the damage processes. The significant economic and environmental impact of infrastructure replacement justifies the need for efficient resource management to ensure both safe and sustainable infrastructures. Adequate analytical tools are essential for realistically assess the need for repair of existing structures, optimized strengthening design or adapting existing them to extend their service life rather.

This communication presents an approach that leverages current computational capabilities and knowledge to develop a more general methodology. The model embeds a detailed diffusion and non-linear analysis at the model that relates environmental exposure and the temporal component of structural deterioration. A damage model is coupled to each local region of the section as function of the local damage produced in the reinforcement and concrete material points. This is linked to a fibre mechanical model to obtain the cross-section response at various time steps, including: (i) a loss of bearing capacity, (ii) a loss of stiffness, and (iii) a loss of ductility of the section. An application example is presented to demonstrate the capabilities of the model for predicting the evolution of service and ultimate capacities of section and conclusions are drawn.

Optimización de las cargas de viento en base a simulaciones CFD. Determinación de los coeficientes de fuerza en los pilonos de un puente atirantado

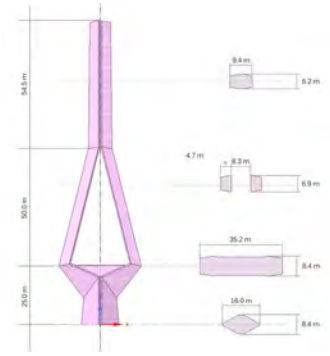


Figura 1. Sección transversal del pilono a diferentes cotas: z=0 m, z=24.82 m, z=60 m, y z=103.5 m.

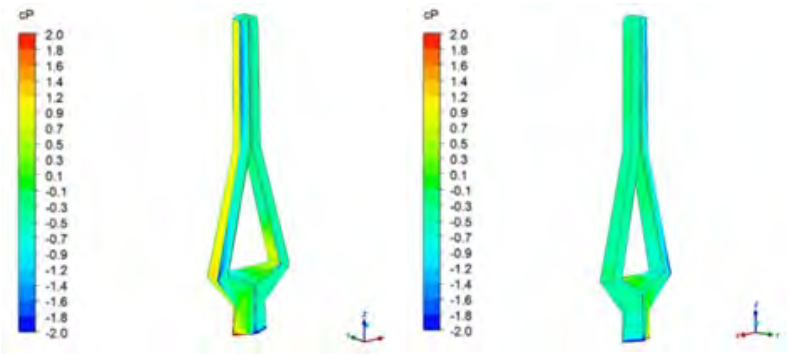


Figura 1. Coeficientes de presión en el pilono obtenidos mediante simulación CFD. Dirección del viento: 90° respecto al eje longitudinal del puente.

María MACÍAS INFANTES
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
mmacias@mc2.es
(0000-0002-3024-7894)

Manuel CASTILLO CARBONERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
manuel.castillo@mc2.es

Ángel VIDAL VACAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
angel.vidal@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: CFD, cargas de viento, coeficientes de fuerza, puente atirantado, pilono, optimización.

Resumen

Recientemente se está desarrollando el estudio de viabilidad de un nuevo proyecto de carretera en Bangladesh, destinado a proporcionar una conexión alternativa entre las regiones de Matlab Uttar y Gazaria. En este nuevo proyecto de implantación, está prevista la construcción de un puente atirantado sobre el río Dhonogoda. El puente diseñado tiene un vano principal de 400 m de luz, y el tablero está dispuesto a una altura de más de 25 m. Para el apoyo de los extremos del vano principal y el anclaje de los tirantes, se disponen sendos pilonos de hormigón en forma de diamante, de 129.5 m de alto.

Durante el proceso de diseño del puente, se ha encontrado que las cargas de viento son condicionantes. Cabe señalar que Bangladesh tiene un clima subtropical, caracterizado por el monzón y propenso al desarrollo de ciclones tropicales. Esto justifica los altos valores de la velocidad del viento en la zona, que asciende hasta los 59.4 m/s de velocidad media diezminutal a la altura del tablero, calculada en base a la norma EN1991-1-4 a partir de los valores del mapa de velocidad básica del BNBC (*Bangladesh National Building Code*). En este contexto, se desarrolla un estudio particular de las acciones de viento empleando las técnicas de la dinámica de fluidos computacional (CFD) con un enfoque tipo LES (*Large Eddy Simulation*), utilizando el módulo FLUENT del software comercial ANSYS. Las simulaciones CFD del pilono en 3D muestran el efecto borde contemplado en la normativa para la reducción de los coeficientes de fuerzas, pero también un efecto sombra que produce un fuste sobre el otro, con lo que se estima una resultante de esfuerzos basales reducida respecto a la de las cargas de la normativa. Finalmente, tras varias simulaciones de verificación seccionales a diferentes cotas, los resultados de las simulaciones 3D se emplean para determinar con una mayor exactitud los coeficientes de fuerza con los que representar las cargas de viento en el pilono.

Estrategias de diseño del revestimiento de túneles de transporte con el método de elevación vertical

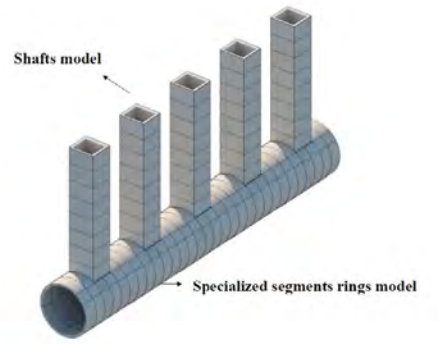


Figura 1. Modelo de segmentos y secciones de eje.

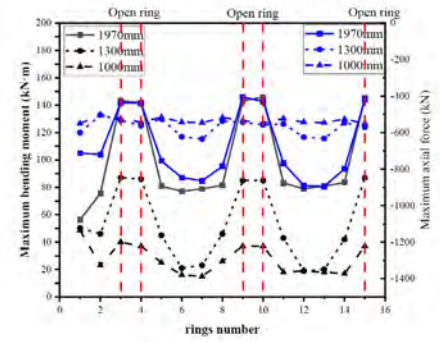


Figura 2. Momento de flexión (azul) y fuerza axial (negro) máximos de diferentes tamaños en fase abierta.

Yi-min GAO
Estudiante de doctorado
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Tongji, Shanghai, China
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
yimin.gao@upc.edu

Xian LIU
Doctor Ingeniero de Caminos
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Tongji, Shanghai, China
Profesor completo
xian.liu@tongji.edu.cn

Jose TURMO
Doctor Ingeniero de Caminos
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
Profesor completo
jose.turmo@upc.edu

Gonzalo RAMOS
Doctor Ingeniero de Caminos
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
Profesor completo
gonzalo.ramos@upc.edu

Sebastian RIVERA
Estudiante de doctorado
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Tongji, Shanghai, China
2090040@tongji.edu.cn

Palabras clave: método de elevación vertical, pozo, túneles hidráulicos, respuesta estructural, diseño estratégico.

Resumen

El método de elevación ha sido ampliamente utilizado para la construcción de pozos verticales que generan la conexión para el ingreso de agua en túneles hidráulicos. El método constructivo para tales pozos se categoriza en tres principales tipos: el método de escudo ascendente, el método de elevación vertical y la elevación de tubería vertical. Entonces, comparándolo con los otros dos métodos, el método de elevación vertical tiene una ventaja ya que su proceso de construcción es mas simple. Sin embargo, debido a las fuerzas importantes de elevación el recubrimiento del túnel experimentara un incremento de cargas que lo lleva a respuestas estructurales mas importantes. Por lo tanto, es de suma importancia considerar estos factores en el diseño del recubrimiento de los segmentos del túnel. En el presente articulo, la sección transversal del pozo, el espesor del segmento, y las propiedades requeridas del material son analizadas. De acuerdo a los resultados se identifica que la reducción de la sección transversal del pozo hace que la estructura sea mas segura cuando la corona de los segmentos del recubrimiento se remueve, pero no en las etapas posteriores. Por otro lado, el espesor del segmento del túnel tiene una menor influencia en las fuerzas internas durante cada etapa. Finalmente, desde el punto de vista del material, la estructura del anillo compuesto por concreto y acero presenta un incremento en la capacidad de carga ultima a pesar de la ocurrencia de fuerzas internas de elevación localizadas. Con la implementación de un diseño optimo de las áreas abiertas, el espesor, y parámetros adecuados del concreto y del acero, se mejorará la seguridad del proyecto con el método de elevación vertical.

Simulación numérica de la construcción de galerías de conexión en túneles utilizando métodos mecánicos

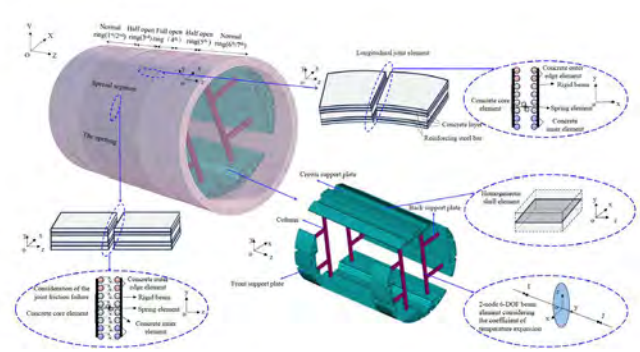


Figura 1. Modelo Numérico.

Yi-min GAO
Estudiante de doctorado
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Tongji, Shanghai, China
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
yimin.gao@upc.edu

Xian LIU
Doctor Ingeniero de Caminos
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Tongji, Shanghai, China
Profesor completo
xian.liu@tongji.edu.cn

Sebastian RIVERA
Estudiante de doctorado
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Tongji, Shanghai, China
2090040@tongji.edu.cn

Gonzalo RAMOS
Doctor Ingeniero de Caminos
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
Profesor completo
gonzalo.ramos@upc.edu

Jose TURMO
Doctor Ingeniero de Caminos
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España
Profesor completo
jose.turmo@upc.edu

Palabras clave: galerías de conexión, método mecánico, elementos de contacto, apertura, transmisión de fuerzas internas.

Resumen

La construcción de galerías de conexión en túneles mediante métodos mecánicos es una alternativa novedosa y eficaz para conectar estructuras subterráneas. El método es viable y ofrece un potencial de aplicación considerable. Sin embargo, presenta una serie de retos importantes cuando se utiliza en túneles construidos con escudos de pequeño diámetro en suelos blandos. Este estudio investiga el comportamiento estructural de tales sistemas con un modelo numérico que utiliza elementos tipo placa y elementos de contacto. Los resultados indican que el modelo simula eficazmente la construcción de la galería con un error mínimo. Además, el análisis del esfuerzo cortante radial máximo entre dovelas revela el patrón de transmisión de fuerzas internas, que se propaga desde el hueco abierto para entroncar con la galería hasta la coronación del túnel y disminuye gradualmente.

Estudio del comportamiento en estado fresco de hormigones autocompactantes reforzados con fibras de acero mediante el uso de bombeabilímetro

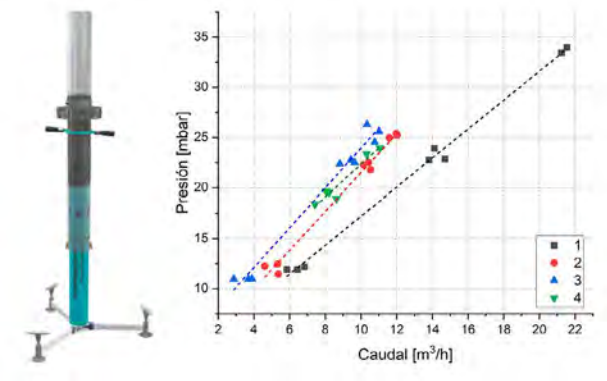


Figura 1. Bombeabilímetro Sliper. Rectas P-Q de las mezclas 1, 2, 3 y 4.

Francisco José RUBIANO SÁNCHEZ
Arquitecto Técnico
Inst. Eduardo Torroja de C. de la Const. - CSIC
franrs12@ietcc.csic.es

Isabel María MARTÍNEZ SIERRA
Dra. en Ciencias Químicas
Inst. de C. de la Const. Eduardo Torroja - CSIC
Científico Titular CSIC
isabelms@ietcc.csic.es

Luis Francisco CÓRDOBA FERNÁNDEZ
Técnico Superior en Mantenimiento Electrotécnico
Inst. Eduardo Torroja de C. de la Const. - CSIC
luis.cordoba@ietcc.csic.es

Ángel CASTILLO TALAVERA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Inst. de C. de la Const. Eduardo Torroja - CSIC
Director del IETcc-CSIC
acastillo@ietcc.csic.es

Palabras clave: bombeabilidad, ensayos in-situ, pérdida de carga, reología, superplastificante, viscosidad.

Resumen

El hormigón autocompactante reforzado con fibras en estado fresco puede considerarse como una suspensión heterogénea de sólidos tales como la grava, la arena y las fibras (fases dispersas) en una pasta de cemento viscosa (fase dispersante). Para adquirir las cualidades de hormigón autocompactante, la pasta de cemento y agua contiene también aditivos fluidificantes, plastificantes o superplastificantes. En la mayoría de ocasiones, estos hormigones son colocados en obra mediante bombeo. En este estudio, realizado con hormigones autocompactantes reforzados con fibras de acero, se han analizado las características del hormigón en estado fresco que influyen en su capacidad de ser bombeado. Esto se ha hecho mediante el uso de un dispositivo conocido como "bombeabilímetro", que permite obtener, tanto en laboratorio como a pie de obra, algunas características del hormigón fresco como la pérdida de presión al fluir éste por las tuberías. Se han estudiado distintas dosificaciones cuyas características en estado fresco eran diferentes y se han comparado los resultados de pérdidas de presión para varios caudales; posteriormente, se ha determinado la existencia o ausencia de correlación con otros dos valores relacionados con la reología como son la viscosidad plástica (η) y el punto de fluidez.

Digitalización de procesos de diseño y cálculo



Figura 1. Vista en aplicación del emparrillado obtenido en planta y sección.

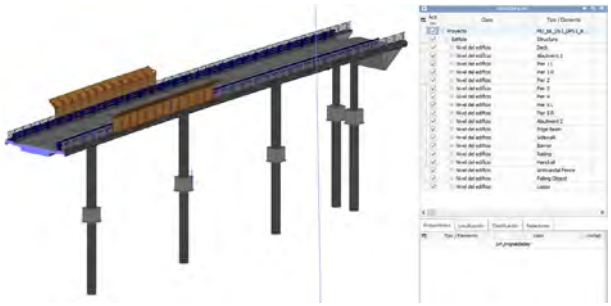


Figura 2. Ejemplo de modelo BIM obtenido.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Marianela GARCÍA PÉREZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
mgarcia@arenasing.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jgonzalez@arenasing.com

Juan RUIZ ESCOBEDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
BIM Manager
jruiz@arenasing.com

Jorge Juan GÓMEZ LLANO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Ingeniero de Estructuras
jgomez@arenasing.com

Palabras clave: modelo digital, automatización, innovación, cálculo.

Resumen

Ante el reto de haber sido asignados responsables de la redacción del proyecto, a nivel de *Master Design* y/o *Detailed Design* de más de 65 estructuras tipo losa y 13 estructuras tipo cajón dentro del proyecto de Rail Báltica, con unos plazos iniciales muy ajustados. Y, animados por experiencias previas como la del Paseo del Bajo Buenos Aires (Argentina), Arenas & Asociados decidió desarrollar una serie de nuevas herramientas digitales interconectadas entre sí que permitieran la automatización de los procesos de diseño, modelización, cálculo y gestión paramétrica en puentes y pasarelas.

La herramienta desarrollada no se encontraba en el mercado del diseño de puentes, al englobar en un solo programa la modelización parametrizada en 3D de la estructura, su cálculo estructural, definición en planos y control presupuestario, lo que permite que cualquier modificación que deba llevarse a cabo, se repercuta de forma automática a todo el conjunto.

Como subproducto final se obtiene por un lado un archivo ".ifc" con no sólo la geometría de la estructura sino también toda su armadura tanto activa como pasiva sin colisiones. Por otro lado, se obtiene un modelo de cálculo completo, con todas las cargas incluidas, en este caso escrito para MIDAS Civil. Por último, a través de otra herramienta digital propia desarrollada para este fin, se logró hacer la comprobación masiva de todas las secciones del tablero y obtener los correspondientes reportes de cálculo para su posterior entrega.

Se trata por tanto de un proceso integral, que permite mejorar los procesos productivos, aumentar la eficiencia y minimizar los posibles errores o incongruencias entre los entregables finales de proyecto.

Hormigón con materias primas secundarias: de los residuos de demolición a la reutilización de residuos industriales



Figura 1. Residuos de las minas de carbón.

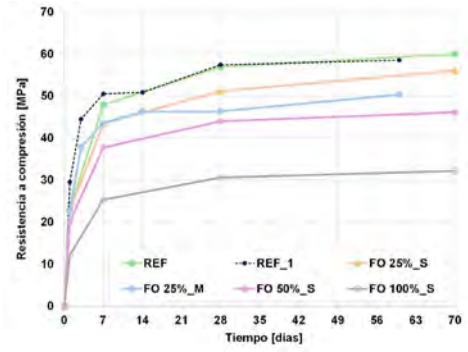


Figura 2. Esta Figura muestra los valores de resistencia a compresión de los morteros de referencia y de los morteros con diferentes porcentajes de sustitución.

Estefanía CUENCA ASENSIO
Dr. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Politecnico di Milano (Italia)
Profesor contratado doctor
estefania.cuenca@polimi.it

Marco DAVOLIO
Ingeniero Civil
Politecnico di Milano (Italia) Doctorando
marco.davolio@polimi.it

Marco DEL GALDO
Ingeniero Civil
Politecnico di Milano (Italia) Técnico Superior de laboratorio
marco.delgaldo@polimi.it

Liberato FERRARA
Dr. Ingeniero Civil Politecnico di Milano (Italia) Catedrático
direccion.correo@xxx.es

Palabras clave: economía circular, hormigón reciclado, residuos carbón.

Resumen

Se presenta una síntesis del trabajo realizado durante los últimos años en el marco de la aplicación de conceptos de economía circular en la industria de la construcción de hormigón. Las investigaciones llevadas a cabo abarcan varias aplicaciones. En primer lugar, se estudia el reciclado de hormigón de ultra altas prestaciones (Ultra High Performance Concrete, UHPC), entendido como residuo de construcción y demolición, utilizando diferentes fracciones de árido reciclado obtenido a partir del hormigón triturado, en sustitución tanto de áridos naturales como de cemento. El trabajo se extiende también al reciclado de geomateriales de residuos de minas de carbón (Coal Mine Waste Geomaterials, CMWG) y se concluye con una experiencia particular en el reciclaje de micropartículas poliméricas consistentes en residuos de la industria de recubrimientos y pinturas. De hecho, las finas partículas de resina polimérica, producto de desecho de la industria de recubrimientos, se han utilizado como sustitución parcial de las partículas de arena y aglomerantes resultando ser una aplicación válida para reducir la huella de carbono de estos materiales ya que disminuye la cantidad de residuos plásticos no reciclados mientras se mantiene un nivel aceptable de rendimiento del compuesto cementicio obtenido. En conclusión, el presente artículo resume los resultados de las investigaciones realizadas que abordan la viabilidad de las tecnologías propuestas considerando también su impacto general.

Estrategias recientes de mitigación de la vibración inducida por vórtices en puentes



Figura 1. Modelo aeroelástico integral Ampliación Puente de Rande, los dos cajones laterales se unen articulados al central del puente original (Oritia&Boreas, 2017).

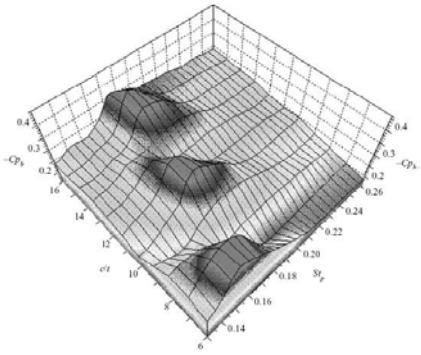


Figura 2. Caracterización de tipo y topológicas de vórtices capaces de excitar vibración o ser inducidos.

José María TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Oritia & Boreas/Universidad De Granada
CEO
jterres@ugr.es

Peter KING
Dr. Ingeniero Civil
BLWTL / Western University
Consulting Director
pking@uwo.ca

Gregory KOPP
Dr. Ingeniero mecánico
CSSL / Western University
Director
gkopp@uwo.ca

Palabras clave: inestabilidad aerodinámica, fenómenos aeroelásticos, viento, vórtices, mitigación, túnel de viento.

Resumen

La vibración inducida por vórtices es una inestabilidad aerodinámica normalmente asociada a vientos de baja intensidad y por tanto de mayor recurrencia. Esta inestabilidad autolimitante no compromete estados límite últimos pero si puede limitar estados límite de servicio o fatiga. Los mecanismos responsables de la interacción dinámica son complejos y objeto de investigación. La vulnerabilidad de una sección de tablero u otro elemento no obliga a la necesaria eliminación de la misma. La valoración de la aceptabilidad de estas vibraciones se debe hacer en integración con el correspondiente modelo probabilístico micro-climático de viento y de los criterios de servicio o modelos de fatiga para los elementos en cuestión.

Los tableros de puente son cuerpos elongados cuya estela puede diferir claramente de la clásica estela de vórtices de Von Karman de un cuerpo bidimensional que frecuentemente se asocian a este fenómeno aeroelástico. Los mecanismos de detonación pueden estar relacionados con inestabilidades de la capa de cortante en bordes de ataque en tableros a barlovento, la inestabilidad y desprendimiento a sotavento e interacciones entre las mismas, entre otras. Como resultado de las distintas interacciones de la vorticidad asociada a estas estructuras de flujo se podrán excitar diversos modos de torsión y flexión.

El artículo hace un análisis de distintas estrategias de mitigación estudiadas para este tipo de vibración atendiendo a los mecanismos aerodinámicos de desarrollo de la interacción dinámica. El ensayo de modelos de sección en túnel de viento resulta una técnica productiva y eficaz para el análisis de este fenómeno aeroelástico. Se presentan distintas técnicas de mitigación y estudios y aplicaciones específicas desarrolladas satisfactoriamente en puentes como el puente de Hisgaura (Colombia), Huallaga (Perú), Raimondi (Perú), Tsing Lung (Hong Kong) o Storebaelt (Dinamarca).

Influencia de la fisuración en el comportamiento de las zonas de anclaje

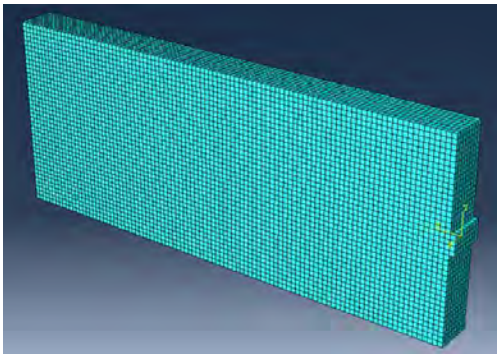


Figura 1. Imagen del modelo.

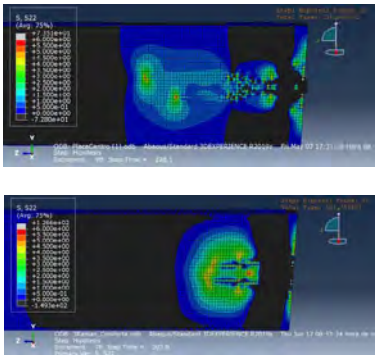


Figura 2. Tensiones transversales sin armadura (superior) con armadura (inferior).

Antonio MARTÍNEZ DE LA CONCHA
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Sevilla
Profesor Contratado Doctor
delaconcha@us.es

José D. RIOS JIMÉNEZ
Doctor Ingeniero Industrial
Universidad de Sevilla
Profesor Ayudante Doctor
jdrios@us.es

Héctor CIFUENTES BULTÉ
Doctor Ingeniero Industrial
Universidad de Sevilla
Catedrático
bulte@us.es

Palabras clave: anclaje, pretensado, elasto-plástico, abaqus, fisuración.

Resumen

En el presente trabajo se realiza un análisis del comportamiento del hormigón en la zona de anclaje de una pieza de hormigón pretensado con armadura postesa. El estudio parte de un modelo de elementos finitos elástico-lineal, que permite obtener la distribución de tensiones que recoge la bibliografía, para a continuación realizar un análisis no lineal, elasto-plástico, en el que se incluyen las leyes tensodeformacionales del hormigón a través del modelo concrete damage plasticity de Abaqus.

En un primer paso se analiza el comportamiento sin armadura específica para controlar la fisuración en la zona de anclaje, y posteriormente se modeliza el comportamiento añadiendo la armadura correspondiente.

Todo ello permite observar los patrones de fisuración y la racionalización de la armadura que los modelos elásticos no pueden predecir, y en base a ello profundizar en la optimización del diseño de estas partes de las piezas de hormigón pretensado.

Revisión del estado del arte de la metodología para el estudio del efecto del viento en estructuras

Table K.1 — Fields of applicability of WTT and CWE (A: advised, N: not advised)

Class of problem	WTT		CWE	
	Prelim. stage	Detailed Design	Prelim. stage	Detailed Design
Topographic effects	A	A	A	A
Local pressures	A	A	A	N
Overall forces	A	A	A	N
Gust buffeting response	A	A	A	N
Vortex shedding response	A	A	A	N
Galloping	A	A	A	N
Flutter	A	A	A	N

Key
A: advised
N: not advised

Figura 1. Provisión del nuevo prEN 1191-1-4:2024-03 Eurocódigo 1-4 en relación al uso y aplicabilidad de metodologías físicas (ensayo en túnel de viento de capa límite) y numéricas (CFD).

José María TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Ingeniería del Viento
Universidad de Granada / Oritia & Boreas
CEO
jterres@ugr.es

Greg. A. KOPP
Dr. Ingeniero Mecánico
Western University
Decano de la Escuela de Ingeniería
gakopp@uwo.ca

Palabras clave: efecto de viento en estructuras, CFD, túnel de viento, norma cálculo a viento.

Resumen

Las mayores prestaciones mecánicas de nuevos materiales junto con los avances en las propias metodologías de diseño hacen posible estructuras y formas arquitectónicas que recomiendan un estudio específico de la acción del viento. Esta recomendación deriva de una mayor flexibilidad que posiblemente resulte en una mayor componente dinámica de fondo y resonante. Adicionalmente, estos materiales hacen posibles construcciones optimizadas de mayor eficacia de geometrías que difieren de lo establecido en las normas.

A la hora de desarrollar estos estudios existen diversas metodologías de modelización física y numérica. Los modelos físicos, de presiones, balanza, estáticos, aeroelásticos seccionales o integrales se estudian en flujos de capa límite atmosférica o uniforme. Igualmente existen diversos modelos numéricos (CFD), de volúmenes finitos para RANS o LES, por ejemplo, así como de los denominados *mesh less*, como Lattice-Bolztmann. Asimismo, diversos modelos de turbulencia numéricos con los que pretender aproximarse a la realidad.

Arquitectos e ingenieros a veces se plantean la conveniencia de una u otra metodología. El presente artículo hará una revisión del estado de la técnica actual así como las referencias en guías y normativas en el marco del trabajo que el Grupo de trabajo 9 de la Comisión 1 de la propia ACHE realiza. Específicamente, se revisarán las modificaciones en lo relativo a la acción del viento contempladas recientemente en la ASCE 7-22 y 49-21 así como las provisiones previstas en la próxima edición del Eurocódigo 1-4 (Figura 1).

Estudio de los efectos del viento en la torre Mohamed VI (250 m) mediante la integración de ensayos de modelos integral, seccional y de balanza



Figura 1. Fotografía del modelo de balanza en el túnel de viento con la planificación futura.

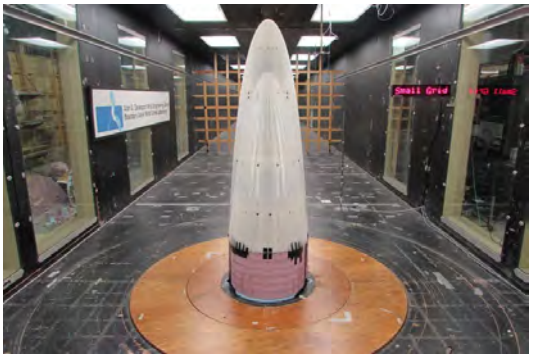


Figura 1. Fotografía del modelo de sección en el túnel de viento con la planificación futura.

José María TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Ingeniería del Viento
Universidad de Granada / Oritia & Boreas
CEO
jterres@ugr.es

Christian MANS
Dr. Ingeniero Civil
Máster en Ingeniería del Viento
Oritia & Boreas
mans@oritiayboreas.com

Marina HINOJOSA LUCENA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Energía Renovable
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
hinojosalucena@oritiayboreas.com

Alejandro BERNABEU
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bernabeu Ingenieros
CEO
abl@bernabeu.net

Javier GÓMEZ MATEO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bernabeu Ingenieros
Ingeniero de proyecto
jgm@bernabeu.net

Jesús ROMÁN
Arquitecto
Rafael de la Hoz
Director de proyecto
jroman@rafaeldelahoz.es

Palabras clave: torre Mohamed VI, edificación en altura, edificación flexible, viento en edificación, viento en fachadas.

Resumen

La Torre Mohamed VI es una edificación singular de aproximadamente 250 metros de altura que se levanta en Rabat, llamada a ser el edificio más alto de África.

La excepcional altura de la torre, unida a su particular volumetría requieren un estudio detallado de los efectos que el viento puede provocar sobre la estructura. Se ha desarrollado un singular estudio de los mismos mediante una innovadora metodología. El estudio se fundamenta en el ensayo de un modelo físico de balanza, uno de presiones y un seccional en túnel de viento de capa límite así como en un modelo numérico (CFD). El estudio ha partido del ensayo de un modelo de balanza de la torre a escala, utilizado para obtener cargas globales estáticas equivalentes que permitan realizar un prediseño a corto plazo y de cimentación. Para la debida consideración de la componente dinámica se ha utilizado un modelo de presiones de la torre a escala, que permite capturar de manera simultánea las presiones en la envolvente de la torre. Debido a la singularidad del edificio, se ha elaborado un necesario modelo de la torre de alta resolución, con objeto de incrementar la resolución de la variabilidad espacial de la presión sobre la estructura. A partir de la integración de las presiones calculadas se ha elaborado un modelo de cálculo dinámico que permite determinar la respuesta estructural, así como la carga estática equivalente sobre el edificio. La envolvente arquitectónica está dotada de elementos exentos de envergadura suficiente para cuyo anclaje se requiere una mayor resolución. Esto ha sido posible mediante un singular modelo de presiones calibrado gracias a los modelos anteriores. Finalmente, el estudio se completa con un modelo numérico del conjunto que permite, una vez calibrado, estudiar detalles de mayor resolución geométrica y estimar ulteriores cambios de detalle.

En el artículo se presentan los detalles metodológicos de la singular integración de metodologías.

Diseño y desarrollo de un sistema de control de respuesta dinámica a viento sobre seguidor solar



Figura 1. Fotografía del prototipo de TMD montado sobre seguidor solar.

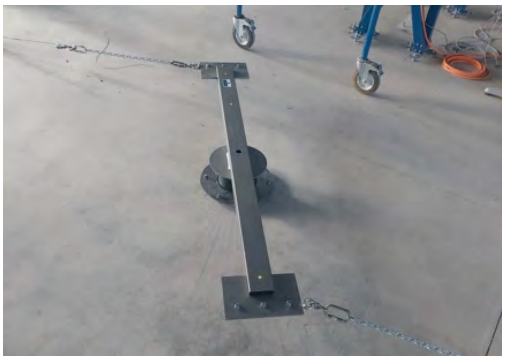


Figura 2. Fotografía del prototipo de TMD fabricado para ensayos.

Manuel BENÍTEZ VELASCO
Ingeniero Civil.
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
benitezvelasco@oritiayboreas.com

José María TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Ingeniería del Viento
Universidad de Granada / Oritia & Boreas
CEO
jterres@ugr.es

Marina HINOJOSA LUCENA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Energía Renovable
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
hinojosalucena@oritiayboreas.com

Orlando SIMANCAS MONTOTO
Dr. Ingeniero de Minas
Asturmadi RENEERGY
Director General
osmontoto@asturmadi.com

Palabras clave: tecnología de estructuras, amortiguador, TMD, tracker, vibración, viento.

Resumen

En este estudio se aborda el desarrollo y diseño de un sistema para reducir la respuesta dinámica, para dos tipologías de seguidor solar, frente a la acción turbulenta del viento.

Se realizó un análisis modal de estas estructuras, mediante modelo de elementos finitos, para determinar las propiedades modales fundamentales de las mismas (frecuencias naturales de vibración, formas modales y momentos de inercia másicos modales). Por su parte, se caracterizó la acción o carga dinámica, debida al viento, que se espera excite a estas estructuras.

Como tipología más adecuada de dispositivos de control de respuesta dinámica se seleccionaron los amortiguadores de masa sintonizada (TMDs). Dispositivos mecánicos que se constituyen por una inercia, un elemento elástico y un amortiguador, empleados para reducir o eliminar la vibración no deseada.

Las propiedades de los TMDs se dimensionaron mediante el uso de un modelo analítico, validado mediante la ejecución de simulaciones dinámicas, que empleaban resultados adaptados de ensayos en túnel de viento de capa límite atmosférica.

De la instalación de los TMDs dimensionados, se espera un efecto, en términos de reducción de respuesta, similar a elevar el amortiguamiento inherente de los dos primeros modos de torsión de ambas tipologías de estructura de un 2 % a un 8 - 10 %.

Una vez determinadas las propiedades de los TMDs se desarrolló una tecnología y diseño para estos amortiguadores que cumpliese con las propiedades dimensionadas, y se ajustase a las particularidades del problema estructural. La tecnología y diseño fueron evaluadas mediante la ejecución de ensayos sobre prototipos.

Análisis modal experimental (EMA) y análisis modal operacional (OMA) en seguidores fotovoltaicos



Figura 1. Detalle de la disposición de acelerómetros en seguidor solar.



Figura 2. Seguidor solar (tracker) monitorizado en el laboratorio (LACIAD) de Oritia & Boreas.

Manuel BENÍTEZ VELASCO
Ingeniero Civil.
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
benitezvelasco@oritiayboreas.com

José Mª TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Oritia & Boreas S.L.
Director Ejecutivo
terresnicoli@oritiayboreas.com

Marina HINOJOSA LUCENA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Energía Renovable
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
hinojosalucena@oritiayboreas.com

Palabras clave: control y monitorización de estructuras en todas sus fases, EMA, OMA, seguidor, solar, modal, viento.

Resumen

El aumento significativo de la instalación de seguidores solares derivado la necesaria mayor eficiencia de esta energía en los últimos años obliga a una optimización de este tipo de estructuras. Por este motivo, es crucial para un adecuado dimensionamiento, generalmente condicionado por la respuesta dinámica de estas estructuras frente al viento, la caracterización modal física de estos seguidores.

Mediante un Análisis Modal Experimental y Operacional (EMA y OMA) es posible caracterizar las frecuencias, ratios de amortiguamiento y formas modales, de manera real, de los modos fundamentales de estas estructuras.

En una primera fase, se realiza un análisis modal teórico del seguidor solar, mediante modelo de elementos finitos, que resulta adecuado para obtener de manera teórica los resultados relativos a los modos fundamentales de la estructura. Estos resultados sirven como datos principales para contrastar y verificar los resultados de la fase experimental.

Para ambos análisis, se registra la respuesta estructural del seguidor, mediante una serie de acelerómetros, frente a una excitación ambiental (OMA) o inducida (EMA).

El análisis OMA, basado en la excitación ambiental de toda la estructura bajo la acción del viento, asegura la excitación de modos globales y aporta información sobre la capacidad disipativa de la estructura en condiciones reales. No obstante, requiere de eventos de viento de suficiente intensidad (similares a los de diseño), y por tanto de un mayor tiempo de monitorización.

Por su parte, el análisis EMA, se fundamenta en la ejecución de ensayos de excitación forzada, que permite caracterizar las propiedades modales de la estructura para el nivel de vibración deseado.

Dado el comportamiento no lineal apreciable en los seguidores solares analizados, se evidencia la especial importancia de efectuar un análisis conjunto mediante ambas técnicas (EMA y OMA).

Estudio de los efectos del viento para el Resort Tropical Islands en Halbe, Alemania



Figura 1. Fotografía del modelo en el ensayo en túnel de viento de capa límite.



Figura 2. Banco de ensayos para las pruebas de carga de la muestra real de fachada.

Marina HINOJOSA LUCENA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Energía Renovable
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
hinojosalucena@oritiayboreas.com

José Ma TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Oritia & Boreas S.L.
Director Ejecutivo
terresnicoli@oritiayboreas.com

Manuel BENÍTEZ VELASCO
Ingeniero Civil
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
benitezvelasco@oritiayboreas.com

Enrique HERMOSO
Arquitecto
ArtyTech2-Hermoso & Heimannsfeld arquitectos

Palabras clave: gestión de estructuras, remodelación uso, ensayos, viento, muestra escala real.

Resumen

Este artículo presenta el estudio de la acción del viento sobre el Resort Tropical Islands, en Halbe, Alemania. El proyecto del Resort consistió en una remodelación de la cubierta y la fachada de un hangar de aviones en un antiguo aeródromo en Halbe, al sureste de Berlín, cuya modificación de uso ha consistido en la transformación en un complejo hotelero y parque acuático. El proyecto presenta forma de cúpula, con unas dimensiones aproximadas de 360 m x 210 m x 110 m de altura.

El estudio se centró en la determinación de las presiones máximas que actúan sobre la envolvente del edificio mediante la realización de ensayos en túnel de viento. Asimismo, se llevaron a cabo ensayos de carga sobre una muestra real de la fachada en el Laboratorio LACIAD de Oritia & Boreas.

Se construyó un modelo rígido y de proximidad del proyecto a una escala de 1:500. Se midió la presión en un total de 546 puntos y se ensayó en el túnel de viento de capa límite para 36 direcciones de viento. Se determinaron las cargas y efectos del viento para un rango de periodos de retorno.

Para el ensayo de la muestra de fachada a escala real, el cliente envió un fragmento del revestimiento del edificio a las instalaciones de Oritia & Boreas, con objeto de verificar el sistema para las presiones de viento determinadas y previstas. Se diseñó y construyó un banco de pruebas específico para este ensayo, en el que, mediante un sistema hidráulico con depósitos de 150 L se aplicaban las cargas de forma progresiva y controlada.

Los resultados del ensayo mostraron un comportamiento elástico de la muestra y no se observó ningún tipo de fallo ni deformación plástica local. Sin embargo, las pruebas de succión mostraron el colapso de la junta atornillada.

Estudio aerodinámico de la singular doble piel exterior del Museo Doctora Leila Mezian (Casablanca)

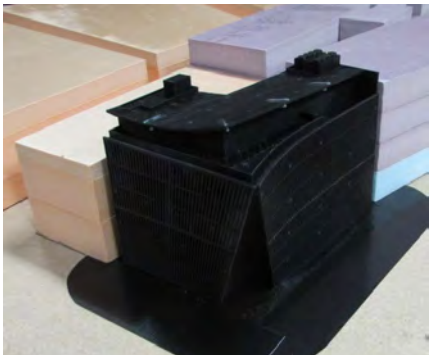


Figura 1. Modelo rígido de presiones a escala 1:150.

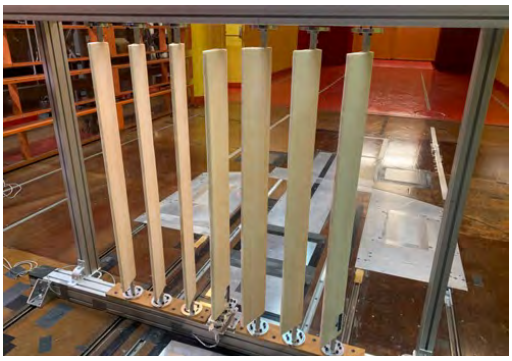


Figura 2. Modelo de las piezas prismáticas de la piel exterior a escala 1:3.

Marina HINOJOSA LUCENA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Máster en Energía Renovable
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
hinojosalucena@oritiayboreas.com

José Ma TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Oritia & Boreas S.L.
Director Ejecutivo
terresnicoli@oritiayboreas.com

Manuel BENÍTEZ VELASCO
Ingeniero Civil
Oritia & Boreas
Ingeniero de proyecto
benitezvelasco@oritiayboreas.com

Palabras clave: estructuras y envolventes arquitectónicas, fachada, porosa, VIV, vibración, viento.

Resumen

El Museo Doctora Leila Mezian (Casablanca), pese a no ser un edificio de gran altura, dispone de una doble piel exterior singular. La piel, constituida por piezas prismáticas trapezoidales de doble inclinación y orientación variable, filtran la luz y dotan al edificio de una aerodinámica poco convencional. La exposición y forma difieren de lo regulado en normativa, que hace necesario un estudio específico de los efectos del viento y de la estabilidad aerodinámica de los elementos que componen esta envolvente arquitectónica. La singularidad de los elementos resulta en una metodología de estudio no convencional combinando la modelización de distintos flujos en ensayos en túnel de viento de naturaleza distinta.

Se desarrolló un estudio que integró ensayos en túnel de viento de todo el edificio junto al entorno urbano circundante, para modelar la turbulencia atmosférica de la capa límite incidente y la generada por el edificio y su envolvente. Asimismo, se realizaron ensayos a gran escala, en flujo uniforme con baja turbulencia, para los elementos específicos de la piel exterior, para determinar los coeficientes aerodinámicos en su disposición aislada y agrupada para diferentes combinaciones y orientaciones representativas. Como resultado de la combinación de los dos ensayos, se obtuvieron presiones y cargas de diseño para la piel exterior.

El trabajo se completó con un estudio analítico de estabilidad aerodinámica para las piezas prismáticas de la piel exterior. Este estudio evaluó la vulnerabilidad del sistema frente a fenómenos aeroelásticos.

Se observó que estas piezas de sección trapezoidal son estables para fenómenos autoexcitantes, hasta velocidades significativamente superiores a las velocidades de diseño. No obstante, se identificaron velocidades reducidas, más bajas que las de diseño, para la ocurrencia de vibraciones autolimitadas, inducidas por desprendimiento de vórtices (VIV).

Finalmente, se recomendó la ejecución de uniones que promovieran la disipación y/o reducción de estas vibraciones (VIV), así como la caracterización de la amortiguación inherente de los elementos de la piel exterior.

Influencia de la longitud de microfibras de carbono en el comportamiento mecánico y de fractura de un hormigón de muy alta resistencia

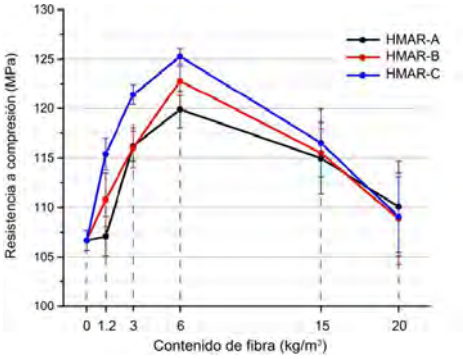


Figura 1. Resistencia a compresión de cada hormigón y contenido.

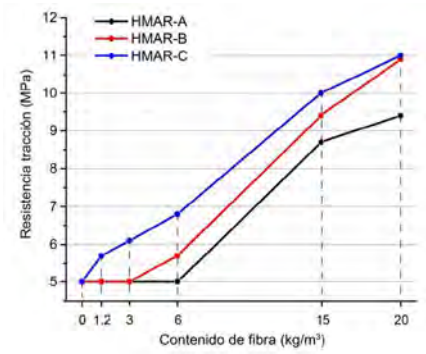


Figura 2. Resistencia a compresión de cada hormigón y contenido.

José D. RÍOS JIMÉNEZ
Dr. Ingeniero Industrial
Universidad de Sevilla
Profesor Ayudante Doctor
jdrios@us.es

Antonio MARTÍNEZ DE LA CONCHA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Sevilla
Profesor Contratado Doctor
delaconcha@us.es

Carlos LEIVA FERNÁNDEZ
Dr. Ingeniero Industrial
Catedrático de Universidad
Universidad de Sevilla
cleiva@us.es

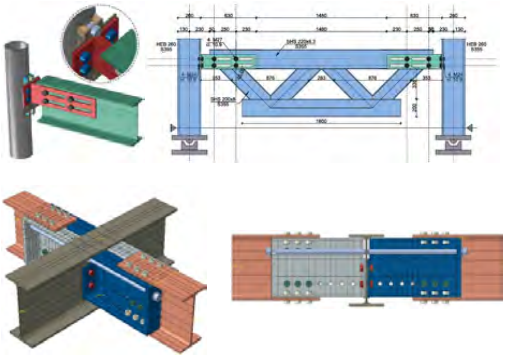
Héctor CIFUENTES BULTÉ
Dr. Ingeniero Industrial
Catedrático de Universidad
Universidad de Sevilla
bulte@us.es

Palabras clave: materiales, hormigón, fibras, carbono, fractura, resistencia.

Resumen

En este trabajo, se estudian las características mecánicas y de fractura de un hormigón de muy alta resistencia reforzado con microfibras de carbono de diferentes longitudes desde una perspectiva multiescala. El estudio pretende establecer una relación entre las variaciones observadas en las propiedades mecánicas y de fractura, y la microestructura de la matriz de los diferentes hormigones analizados. Para ello, se lleva a cabo un análisis exhaustivo de la tipología y distribución de la porosidad de la matriz mediante el uso de imágenes procedentes de tomografía computarizada por rayos X y porosimetría. El estudio pone de relieve y cuantifica el impacto que el tipo de fibra de carbono utilizada como refuerzo tiene sobre la geometría y la distribución de los poros dentro de la matriz del hormigón, influyendo posteriormente en sus propiedades mecánicas y de fractura. Mediante la utilización de un método de análisis inverso sobre el proceso de fractura del hormigón, se obtienen las leyes cohesivas de la zona de proceso de fractura y se lleva a cabo un análisis comparativo de las propiedades mecánicas y de fractura. Finalmente, se deduce y muestra la relación directa existente entre el comportamiento macroscópico observado y la matriz microscópica inicial de los hormigones analizados. Nuestros resultados demuestran que las propiedades de fractura exhiben variabilidad según la longitud y contenido de fibras de carbono utilizadas.

Connect4c: uniones de acero de alta resistencia para construcción circular



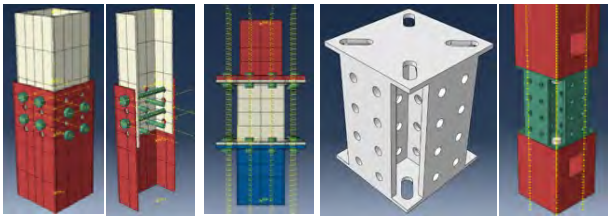


Figura 1, 2 y 3: Connect4C. Uniones de acero de alta resistencia para construcción circular.

Alejandro BERNABEU LARENA
Bernabeu Ingenieros
abl@bernabeu.net

Guillermo GONZÁLEZ SANZ
Bernabeu Ingenieros
ggs@bernabeu.net

Tiago ALVES
Adão da Fonseca
tiago.alves@adfconsultores.com

Neda JANKOVIC
Universidad de Coimbra
neda.jankovic13@gmail.com

Filip LJUBINKOVIC
Universidad de Coimbra
filj@uc.pt

Luis Simoes DA SILVA
Universidad de Coimbra
luisss@dec.uc.pt

Jorge CONDE CONDE
Universidad Politécnica de Madrid
jorge.conde@upm.es

Antonio José LARA BOCANEGRA
Universidad Politécnica de Madrid
antoniojose.lara@upm.es

Almudena MAJANO MAJANO
Universidad Politécnica de Madrid
almudena.majano@upm.es

Laurent DUCHÊNE
Universidad de Liège
L.Duchene@uliege.b

Arnaud NAUTELERS
Universidad de Liège
Arnaud.Neutelers@uliege.be

Jean-François DEMONCEAU
Universidad de Liège
jfdemonceau@uliege.be

Adriano Silva DE CARVALHO
Universidad de Luxemburgo
adriano.decarvalho@uni.lu

Teodora BODGAN
Universidad de Luxemburgo
teodora.bogdan@uni.lu

Chistoph ODENBREIT
Universidad de Luxemburgo
christoph.odenbreit@uni.lu

Kristo MELA
Universidad de Tampere
kristo.mela@tuni.fi

Palabras clave: construcción circular, desmontaje, adaptabilidad, reutilización, uniones metálicas, acero de alta resistencia.

Resumen

Connect4C es un proyecto de investigación financiado por la Unión Europea cuyo objetivo es desarrollar un sistema de soluciones estandarizadas listas para ser utilizadas en uniones desmontables, adaptables y reutilizables, aprovechando el comportamiento optimizado de aceros de alta resistencia para la construcción circular de estructuras metálicas. El proyecto involucra universidades y empresas de Portugal, Bélgica, Luxemburgo, Finlandia y España.

El proyecto considera las tres uniones más típicas: (1) unión articulada viga-pilar, (2) unión rígida viga-pilar, (3) empalmes de pilares. La combinación de estas tres uniones cubre los requerimientos de la mayoría de las estructuras de edificación.

Para el sistema propuesto y para cubrir todas las uniones incluidas en el proyecto, los requisitos clave a cumplir son: (i) Adaptabilidad, es decir, su capacidad para ajustar tolerancias geométricas (hasta unos 250mm) entre la longitud de cada elemento y la malla estructural. Esto es particularmente importante para la reutilización óptima de vigas existentes, cuya longitud podría no coincidir con la luz requerida. (ii) Reutilización, es decir, la posibilidad de reutilizar fácilmente elementos metálicos, y (iii) Desmontable, es decir, la capacidad de recuperar fácilmente las uniones y poder así recuperar todos los elementos estructurales no dañados.

Al implementar herramientas específicas (guías de diseño y montaje, aplicaciones web, elementos BIM IFC) en las que los sistemas contemplarán los beneficios del ciclo de vida en la reutilización (sociales, económicos y medioambientales), el proyecto contribuirá significativamente a la digitalización y construcción metálica circular, resultando en altos niveles de sostenibilidad y adaptabilidad durante la vida útil de un edificio.

Este artículo presenta el planteamiento general del proyecto, los objetivos que se persiguen y el desarrollo que se está llevando a cabo del sistema, considerando ensayos y análisis específicos.

Análisis de integridad estructural de edificios patrimoniales: el caso de estudio del Hospital Real, Granada



Figura 1. Vista aérea del Hospital Real.

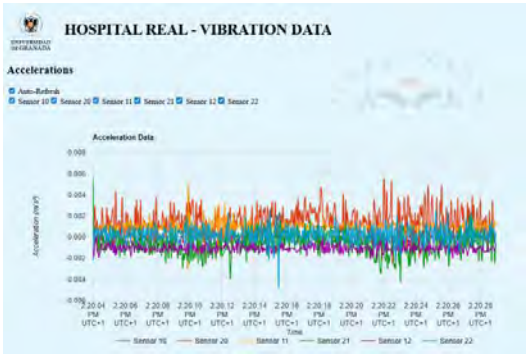


Figura 2. Aceleraciones en tiempo real.

Antonio S. LÓPEZ-CUERVO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Investigador Predoctoral FPU
antonioluis@ugr.es

Emilio DAROCH SALAZAR
Ingeniero Naval MsC en Estructuras
Universidad de Granada
Investigador Predoctoral, PM Proy. Buidlchain
edaroch@ugr.es

Lourdes JALÓN RAMÍREZ
Dra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Investigadora postdoctoral
mljalon@ugr.es

Enrique GARCÍA-MACÍAS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
enriquegm@ugr.es

Juan CHIACHÍO RUANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada
Profesor Titular de Universidad
jchiachio@ugr.es

Palabras clave: gemelo digital, monitorización de edificios patrimoniales, OMA, SHM.

Resumen

La monitorización de edificios patrimoniales constituye un desafío en la ingeniería estructural moderna debido a la necesidad, no sólo de preservar su incalculable valor histórico, cultural y artístico, sino también de garantizar su integridad estructural frente a los riesgos naturales y antropogénicos. Ante este reto, el Análisis Modal Operacional (OMA, por sus siglas en inglés) se está consolidando como una herramienta clave en la monitorización de edificios para la evaluación del estado de salud estructural a partir de la identificación de parámetros modales –frecuencias naturales, modos de vibración y tasas de amortiguamiento– que son sensibles al daño global.

En este trabajo se presenta el caso de monitorización del Hospital Real de Granada, un edificio histórico de gran relevancia arquitectónica y cultural. En el contexto del proyecto europeo BUILDCHAIN, se ha desplegado un sistema de monitorización en continuo, constituido por sensores sísmicos de alta sensibilidad que registran datos de vibración de manera permanente. Las series temporales de aceleraciones se utilizan para obtener, mediante técnicas de OMA, información estructural del edificio de forma *quasi* continua. Adicionalmente, se ha optado por un enfoque descentralizado de la información, almacenando todos los datos en un servidor y facilitando su acceso público y descarga mediante una API REST. El sistema de monitorización planteado constituye el punto de partida para el desarrollo de un gemelo digital de la estructura continuamente actualizado. Además, este caso de estudio representa un hito en la monitorización de construcciones históricas en España, ya que son muy pocos los edificios patrimoniales que cuentan con un sistema de OMA continuo en nuestro país.

Utilización de áridos siderúrgicos en hormigones de protección radiológica para aplicaciones estructurales

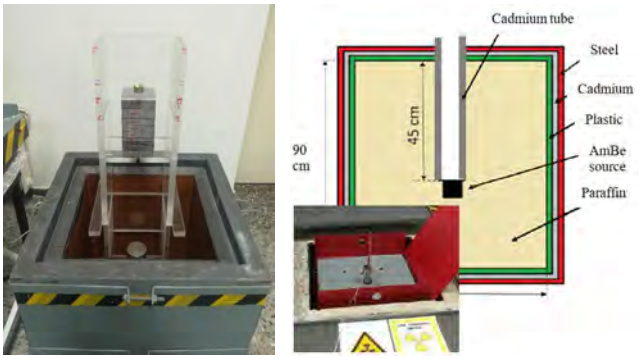


Figura 1. Configuración experimental para los ensayos de blindaje contra radiación gamma (izquierda) y neutrones (derecha).

Pablo TAMAYO CASTAÑEDA
Doctor en Ingeniería Civil
Universidad de Cantabria-LADICIM
Investigador
tamayop@unican.es

Carlos THOMAS GARCÍA
Doctor en Físicas
Universidad de Cantabria-LADICIM
Profesor titular
thomasc@unican.es

Jokin RICO ARENAL
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INGECID
Director Ejecutivo-CEO
jokin.rico@ingecid.es

Sara PÉREZ AVELLEIRA
Física
INGECID
Departamento de Ingeniería Nuclear
sara.perez@ingecid.es

Palabras clave: materiales, sostenibilidad y ciclo de vida de las estructuras.

Resumen

Una manera efectiva de reducir el consumo de áridos naturales en construcción sostenible es mediante la recuperación y utilización de subproductos industriales. Este estudio investiga el uso de hormigones con áridos de escoria de hornos de arco eléctrico valorizados, aprovechando su alta densidad para su aplicación en estructuras de hormigón de protección radiológica, como las utilizadas en instalaciones médicas y nucleares. Se han diseñado cuatro dosificaciones de hormigón con diferentes áridos: caliza, áridos siderúrgicos y magnetita (comúnmente utilizada en aplicaciones nucleares). Se han caracterizado tanto las propiedades físico-mecánicas como la protección contra radiaciones ionizantes (radiación gamma y neutrones) de las distintas dosificaciones. También se han validado los resultados obtenidos mediante simulaciones. Además, se ha analizado el impacto de la relación agua/cemento (a/c) y el contenido de cemento en el blindaje frente a este tipo de radiación. Los resultados obtenidos indican que el hormigón con áridos siderúrgicos ofrece un índice de protección intermedia en comparación con los hormigones calizos y de magnetita. Por otro lado, el aumento del contenido de cemento y la relación a/c resultaron en una disminución de los coeficientes de atenuación lineal y las tasas de transmisión de neutrones, aunque las variaciones en la relación a/c no tuvieron un impacto significativo en las tasas de transmisión de neutrones. Estos resultados confirman que los hormigones con áridos siderúrgicos son efectivos para su uso en estructuras de protección radiológica.

The Effect of Confining Forces on the Resistance of Headed Bars in Tension in Reinforced Concrete Elements

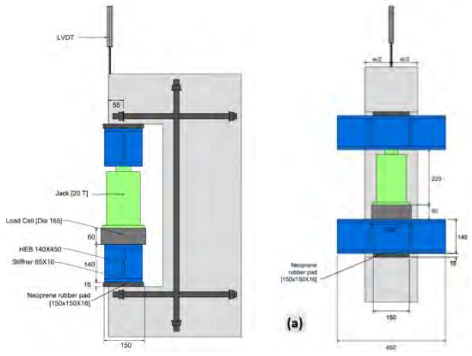


Figure 1. Test setup.



Figure 2. Specimen ϕ20-c10-B-1L-b before and after the test.

Navjit KAUR
MSc Civil Engineer
FHECOR Consulting Engineers
Project Engineer
nka@fhecor.es

Alejandro PÉREZ CALDENTEY
PhD in Civil Engineering
Universidad Politécnica de Madrid/FHECOR
Associate Professor/Director FHECOR NA
apc@fhecor.es
ORCID: 0000-0002-8575-1860

Aurelio MUTTONI
PhD Civil Engineering
EPFL
Professor Emeritus
aurelio.muttoni@epfl.ch
ORCID: 0000-0001-8418-5556

Alessandro FANTILLI
PhD Civil Engineering
Politecnico di Torino
Full Professor
alessandro.fantilli@polito.it
ORCID: 0000-0003-0742-4116

Keywords: headed bars, anchorage, EC2 second generation, side blow-out failure, experimental evidence, confinement.

Abstract

The use of headed reinforcing bars has been limited to heavily reinforced structures such as offshore oil platforms, but it offers distinct advantages in ordinary reinforced structures, such as reducing the required development lengths, enhancing the confinement of joints, and reducing reinforcement congestion, thereby facilitating the placement of reinforcement bars on-site and concreting. The primary mode of failure for headed bars is concrete blowout failure which is more critical as cover and spacing between bars are reduced. EN 1992-1-1:2023 ([1] CEN, 2023) includes a new formulation to calculate the maximum tensile stress that can be developed in a reinforcing steel bar for a given head geometry and reinforcement layout. The methodology employed for the provision is inspired by the formulation proposed for the minimum mandrel diameter of hooked bars ([2] Monney, Fernández Ruiz, & Muttoni, 2021). Even though, EN 1992-1-1:2023 does not consider the effect of confinement around the bar, which can be present in the form of a support or zone of the applied load, it allows to conduct a more refined analysis to account for the presence of confinement. This motivates the study of the effect of confinement on the resistance of headed bars in tension.

In this paper the results and conclusions of an extensive experimental campaign consisting of 24 specimens is presented ([3] Kaur, 2023). The parameters studied were the cover from the anchorage edge (10, 20 and 30 mm), the effect of bond, the number of reinforcement layers (one or two) and the presence of external confinement. Figure 1 shows the test setup and Figure 2 one of the specimens before and after the test.

Ensayos de un muro antiexplosivos: el proyecto MADEX

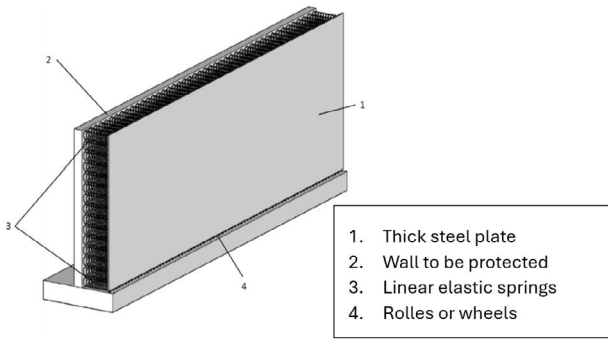


Figura 1. Esquema del sistema propuesto.



Figura 2. vista del test N°1.

Alejandro PÉREZ CALDENTEY
PhD in Civil Engineering
Universidad Politécnica de Madrid/FHECOR
Associate Professor/Director FHECOR NA
apc@fhecor.es
ORCID: 0000-0002-8575-1860

Lina LÓPEZ
PhD in Mining Engineering
Universidad Politécnica de Madrid
Full Profesor
Lina.lopez@upm.es
ORCID: ORCID: 0000-0001-6250-0893

María CHIQUITO
PhD in Mining Engineering
Universidad Politécnica de Madrid
Assistant Professor
Maria.Chiquito@upm.es
ORCID: 0000-0003-2207-6674

Ricardo CASTEDO
PhD in Mining Engineering
Universidad Politécnica de Madrid
Associate Professor
Ricardo.Castedo@upm.es
ORCID: 0000-0001-6250-0893

Tasio SANTOS
PhD in Mining Engineering
Universidad Politécnica de Madrid
Associate Professor
Tasio.Santos@upm.es
ORCID: 0000-0003-2708-9378

Antonio GUTIERREZ
Mining Engineer
INGE
Director de Desarrollos
agutierreza@inge.es

Carlos POSADA
Technical Architect
RUESMA
Director of Constructions
cposada@ruesma.es

Palabras clave: **acciones explosivas, sistema de protección, ensayos a escala 1:1.**

Resumen

En 2019 se concedió una patente de muro antiexplosivo a FHECOR Ingenieros Consultores (ES2684845B1, EP3604714B1 [1]). El sistema destinado a proteger una zona crítica de una infraestructura se basa en modificar el periodo de la estructura colocando delante de ella una placa de acero conectada al muro de la estructura que se debe proteger mediante una serie de muelles lineales. La principal ventaja de esta solución es que se trata de un sistema elástico que se basa en reducir notablemente el efecto de la explosión sobre la estructura al aumentar significativamente su periodo natural por lo que el sistema no resulta significativamente dañado por un ataque. Esto permite resistir un ataque doble, en el que un primer explosivo está dirigido a destruir las defensas y otro posterior a causar daños en la instalación esencial.

Dentro del Proyecto de Investigación MADEX, promovido por FHECOR, RUESMA e INGE, con la participación de la UPM y el INTA, y financiado por el CDTI (Proyecto número IDI-20211067), el sistema fue probado con éxito utilizando cargas explosivas de 10, 20, 30, 50 y 70 kg de TNT equivalente en las instalaciones del INTA en La Marañosa, situadas al Sur de Madrid.

Este trabajo resume los resultados de los ensayos, expone las lecciones aprendidas de las mismas y proporciona una metodología para el proyecto del sistema de protección en diferentes escenarios para aplicaciones prácticas.

Modelado de tirantes armados de hormigón de muy alto rendimiento

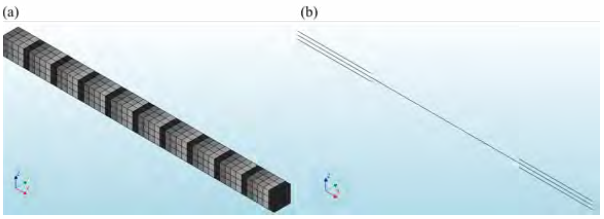


Figura 1. *3D-NLFEM*-multicrack: malla de elementos finitos para (a) HMAR y (b) para el armado.

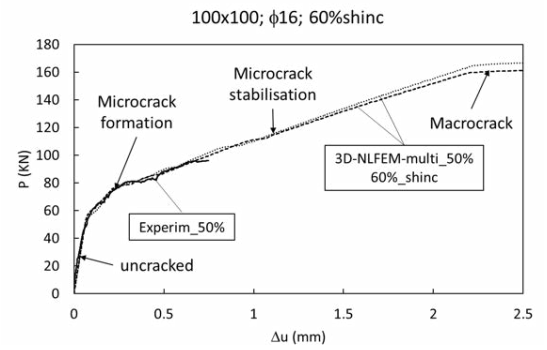


Figura 2. Resultado experimental vs modelo para tirante de 100x100 ϕ16.

Eduardo J. MEZQUIDA ALCARAZ
Doctor Ingeniero de Caminos
INGEOMAR
Ingeniero de Proyectos/Estructuras
edmezal84@gmail.com

Juan NAVARRO GREGORI
Doctor Ingeniero de Caminos
Universitat Politècnia de València
Profesor Titular de Universidad
juanagre@cst.upv.es

Pedro SERNA ROS
Doctor Ingeniero de Caminos
Universitat Politècnia de València
Catedrático de Universidad
pserna@cst.upv.es

Palabras clave: materiales, hormigón de muy alto rendimiento, comportamiento a tracción, tirantes armados, elementos finitos compuestos, modelo numérico, 3D-NLFEM-multicrack, retracción, fibras de acero.

Resumen

En esta investigación se lleva a cabo un modelo 3D no lineal de elementos finitos (*3D-NLFEM-multicrack*) de tirantes armados de hormigón de muy alto rendimiento (HMAR). El *3D-NLFEM-multicrack* se compone de dos fases: una primera fase llamada "fase de retracción" donde se simula el proceso de retracción del HMAR durante el periodo de almacenamiento del tirante, y una segunda fase, llamada "fase de ensayo", donde se modela el ensayo a tracción directa del tirante usando, como estado previo, los resultados de la fase de retracción. De este modo se obtiene, de forma numérica, la deformación en el hormigón debida a la retracción y su influencia en la posterior respuesta mecánica a tracción del HMAR. Además, el modelo se lleva a cabo mediante elementos finitos compuestos capaces de simular en su conjunto el comportamiento no lineal constitutivo del HMAR a tracción de forma híbrida: tensión-deformación para el comportamiento elástico y la microfisuración (energía volumétrica) y tensión-obertura de fisura para el comportamiento tras la macrofisuración (energía de fractura). La caracterización a tracción del HMAR se lleva a cabo a través de un método directo desarrollado que consiste en la obtención de los parámetros constitutivos a partir de ensayos de flexión a cuatro puntos (4PBT) y posterior análisis inverso. Para la validación del *3D-NLFEM-multicrack* se utilizan los resultados de ensayos de laboratorio de una campaña experimental previa llevada a cabo en el grupo de investigación, con tirantes con diferentes ratios de armado y con HMAR con un contenido en fibras de 160 kg/m3. Tras la comparativa de los resultados experimentales con las simulaciones del modelo, se obtiene que el modelo numérico es capaz de simular con exactitud la respuesta mecánica del ensayo de tracción directa y de realizar una buena predicción del rango de deformaciones debidas a la retracción del HMAR.

Estudio de los efectos del viento sobre la Envolvente arquitectónica y cubierta retráctil del nuevo estadio Santiago Bernabéu, Madrid



Figura 1. Fotografía de los ensayos en túnel de viento de capa límite del modelo seccional norte y sur a escala 1:80 del nuevo estadio Santiago Bernabéu.



Figura 2. Fotografía de los ensayos de vibración libre de una muestra de lona de la cubierta retráctil en el laboratorio LACIAD de Oritia & Boreas.

Marina HINOJOSA LUCENA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Oritia & Boreas, S.L.
Coordinadora de proyectos
hinojosalucena@oritiayboreas.com

José Mª TERRÉS NÍCOLI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Oritia & Boreas, S.L.
Director Ejecutivo
terresnicoli@oritiayboreas.com

Manuel BENÍTEZ VELASCO
Ingeniero Civil
Oritia & Boreas, S.L.
Ingeniero de proyecto
benitezvelasco@oritiayboreas.com

José MARTÍNEZ SALCEDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC Construcción, S.A.
jmartinez@fcc.es

Palabras clave: ensayos, viento, envolvente, cubierta retráctil, mitigación, análisis dinámico, vibración libre.

Resumen

Para la remodelación del estadio Santiago Bernabéu se llevó a cabo un estudio en túnel de viento de capa límite de un modelo seccional realizado para los fondos norte y sur a gran escala (1:80). Se ensayaron las direcciones de viento 0° y 180°, coincidentes aproximadamente con las direcciones norte y sur del estadio, respectivamente. De esta forma el modelo instrumentado permite obtener las presiones y cargas de diseño para la envolvente arquitectónica y cubierta retráctil del nuevo estadio.

Se realizaron dos modelos. Uno de los modelos es instrumentado y el otro se denomina 'dummy' (modelo con la misma geometría, pero sin instrumentación). Cada modelo tiene unas dimensiones aproximadas de 1 m x 1 m x 0,75 m (largo x ancho x alto).

En el caso de la envolvente arquitectónica se midieron las presiones sobre las lamas de fachada y la cubierta fija en 190 y 98 puntos de medida, respectivamente.

En cuanto a la cubierta retráctil, se estudiaron los efectos del viento sobre los cojines hinchables (lonas) que conforman la misma, así como en un elemento de mitigación específico que ejercía un efecto de apantallamiento y protección frente al viento de la cubierta retráctil, en un total de 228 puntos de medida. Adicionalmente, y en una segunda fase, se estudiaron nuevas configuraciones de mitigación tanto frontales como posteriores del elemento atenuador.

Asimismo, se ejecutaron ensayos de vibración libre en una muestra de lona real enviada por el cliente al laboratorio LACIAD de Oritia & Boreas, con objeto de caracterizar y comprobar su frecuencia y ratio de amortiguamiento estructural. A partir de los resultados obtenidos tanto en los ensayos de vibración libre como en los del túnel de viento de capa límite, se analizó su comportamiento dinámico a través de simulaciones llevadas a cabo en un modelo numérico.

Design of Concrete Overlay According European Standard EOTA TR066

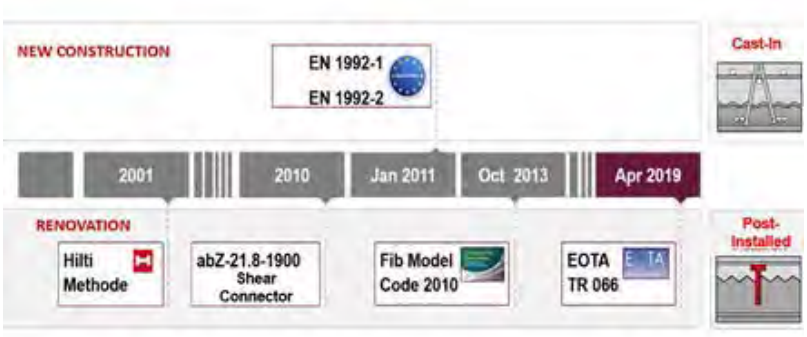


Figure 1. The "long way" of post-installed shear connectors to the final design according to EOTA TR 066.

Jörg APPL
Ph. D. Structural Engineer.
Hilti Germany E3 Technical Marketing
dr.joerg.appl@hilti.com

Antonio CARDO FERNÁNDEZ
MSc. Civil Engineer
Hilti Española S.A. ECC Manager
antonio.cardo@hilti.com

Keywords: renovation, concrete overlay, shear connectors, anchors, TR066.

Abstract

The installation of new, retrofitted concrete layers (concrete overlay) is becoming increasingly important due to the growing need for repair and reinforcement of existing structures. The new design concept according to EOTA TR 066 "Connector for strengthening of existing concrete structures by concrete overlay" allows the design and dimensioning of these connections and the interface taking into account all load-bearing components (cohesion/friction, interlocking and dowel action) and other product-specific factors.

Nuevos métodos y herramientas para el cálculo de uniones en estructuras

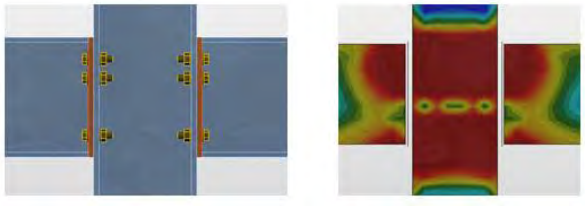


Figura 1. Método de elementos finitos aplicado al modelo de una unión con placa atornillada.

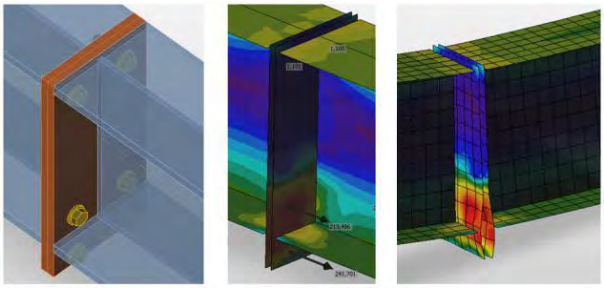


Figura 2. Modelo CBFEM de la conexión atornillada con placas de unión.

Hipólito ORTIZ
Ingeniero Civil
Construsoft
Ingeniero de estructuras en Departamento de cálculo
hipolito.ortiz@construsoft.com

Albert JIMÉNEZ
Ingeniero Industrial
Construsoft
Responsable en Departamento de cálculo
albert.jimenez@construsoft.com

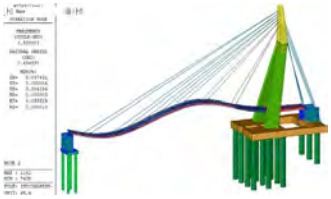
Miguel ALQUÉZAR
Ingeniero Mecánico
Construsoft
Ingeniero de estructuras en Departamento de cálculo
miguel.alquezar@construsoft.com

Palabras clave: cálculo de uniones, bielas y tirantes, uniones, regiones D, CBFEM.

Resumen

Las normativas actuales, como los Eurocódigos, establecen métodos para el cálculo de uniones metálicas y regiones D en hormigón armado, pero solo aplican a configuraciones estándar, complicando diseños complejos. Esto obliga a los ingenieros a usar software de elementos finitos avanzado, que no siempre está optimizado para estas necesidades. El método CBFEM integra el análisis de elementos finitos con verificaciones normativas en software especializado, permitiendo evaluar esfuerzos y deformaciones con precisión, optimizar el diseño estructural y asegurar el cumplimiento de los estándares vigentes.

Evaluación de la variación en las posiciones óptimas de instrumentación en puentes peatonales atirantados bajo diferentes condiciones geotécnicas



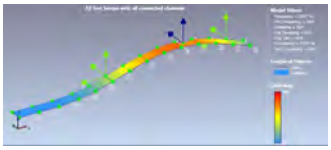


Figura 1. Forma modal 1-Z modelo FEM 0.95 Hz.

Figura 2. Forma modal experimental Freq= 0.957 Hz.

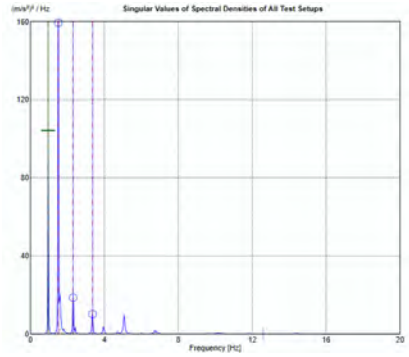


Figura 3: Espectro de potencia en frecuencia para prueba AVT.

Wilson HERNANDEZ SIERRA
MsC – Ingeniero civil
MIDASOFT
Ingeniero de aplicación
ahernandez@midasoft.com

Cristian GÓMEZ MESA
Esp – Ingeniero Geólogo
MIDASOFT
ingeniero de aplicación
cgomez@midasoft.com

Fabio TAVERA YUNDA
MsC – Ingeniero Civil
MIDASOFT
Ingeniero de aplicación
ftavera@midasoft.com

Alejandro ARANGO RAMIREZ
MBA Ingeniero Civil
MIDASOFT
Ingeniero civil
aarango@midasoft.com

Edgar DE LOS SANTOS
Ingeniero Civil
MIDASOFT
Cargo Líder Técnico
e.santos@midasoft.com

Alvaro VIVIESCAS
Ph.D ingeniero civil
Universidad Industrial de Santander
Profesor Titular
alvivija@uis.edu.co

Palabras clave: óptima ubicación de sensores, interacción suelo estructura, vibración ambiental.

Resumen

El monitoreo de salud estructural de puentes basado en vibraciones requiere, como paso inicial, la calibración de un modelo numérico que permita evaluar y contrastar el comportamiento dinámico de la estructura en distintas etapas del monitoreo. Para lograrlo, se instalan acelerómetros en posiciones previamente determinadas con el objetivo de identificar las propiedades dinámicas del puente. La ubicación de estos sensores y las condiciones de borde, que representan las características geotécnicas del terreno, tienen un impacto directo en la calibración del modelo numérico inicial (línea base de instrumentación).

En esta investigación se llevó a cabo un estudio numérico-experimental para evaluar la variación de las posiciones óptimas de instrumentación (Optimal Sensor Placement - OSP) bajo diferentes condiciones geotécnicas. Se realizaron pruebas de vibración ambiental en un puente peatonal atirantado para identificar las propiedades dinámicas. Las frecuencias y formas modales se obtuvieron mediante las técnicas SSI (Stochastic Subspace Identification) y EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition). Con las formas modales identificadas experimentalmente, se determinaron las posiciones OSP utilizando el método EFI.

A partir de las propiedades geométricas de la superestructura y subestructura del puente, se desarrollaron modelos numéricos en MIDAS Civil para analizar la variación de las posiciones OSP bajo tres enfoques de interacción suelo-estructura: base fija, uso de resortes lineales.

Los resultados mostraron que las posiciones OSP presentan variaciones significativas entre las tres condiciones de borde en comparación con las posiciones obtenidas para el modelo de base fija, aunque se identificaron puntos recurrentes para las diferentes configuraciones geotécnicas. Esto resalta la importancia de incorporar condiciones de contorno realistas en el diseño de la instrumentación óptima para un monitoreo estructural efectivo.

Patologías asociadas a la calidad del hormigón utilizado en estructuras portuarias



Figura 1. Pérdida de recubrimiento por intensa corrosión del armado, tras 13 años de servicio. Espaldón A.

Víctor D. LANZA FERNÁNDEZ
Dr. Ingeniero Químico
Laboratorio Central. CEDEX
Jefe de Área de Ciencia de Materiales
victor.lanza@cedex.es

Pilar ALAEJOS GUTIÉRREZ
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DEDEX
Directora del Laboratorio Central de Est. Y Mat.
pilar.alaejos@cedex.es

Ana LOPE CARVAJAL
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Puertos del Estado
Jefa de Área de Planificación de Infraestructuras
alope@puertos.es

Palabras clave: corrosión, durabilidad, hormigón, puertos, permeabilidad, cloruros, resistencia.

Resumen

El Capítulo 7 del Código Estructural define las clases de exposición a las que estará expuesta una obra portuaria de hormigón armado y, en función de la agresividad ambiental asignada a cada elemento estructural, el capítulo 9 determinará que hormigones son idóneos para garantizar su vida útil. Para ello, la normativa impone exigencias a la dosificación del hormigón (tipo y contenido de cemento, relación agua/cemento) destinadas a obtener un hormigón cuya permeabilidad evite futuros problemas de corrosión. Con este mismo fin, se limita también el contenido inicial de cloruros del hormigón.

En esta comunicación se recogen las características del hormigón colocado en 5 espaldones de diques que han mostrado problemas de corrosión antes de finalizar la vida útil de 50 años para la que fueron diseñadas estas estructuras. Para ello, se ha realizado un estudio experimental intenso, con la realización de 46 medidas de cloruros iniciales del hormigón, 89 ensayos de penetración de agua y 68 ensayos de resistencia a compresión.

El elevado volumen de ensayos realizado ha permitido, en primer lugar, conocer si las exigencias de durabilidad que la normativa impuso a estos hormigones se alcanzaron en la práctica. Y cuando no ha sido así, la valoración global de resultados ha permitido realizar algunas recomendaciones para tratar de evitar que esto suceda en el futuro.

Además, se ha evaluado que peso real han tenido estas propiedades del hormigón (permeabilidad, cloruros iniciales y resistencia) en los problemas de corrosión observados y, finalmente, se valora como las exigencias que la normativa actual impone a estas propiedades del hormigón deberían ser suficiente para garantizar la vida útil para la que son diseñadas estas estructuras portuarias.

La importancia de la puesta en obra de espaldones de diques



Figura 1. Falta de recubrimiento.



Figura 2. Tongada mal compactada.

Pilar ALAEJOS GUTIÉRREZ
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DEDEX
Directora del Laboratorio Central de Est. Y Mat.
pilar.alaejos@cedex.es

Víctor D. LANZA FERNÁNDEZ
Dr. Ingeniero Químico
Laboratorio Central. CEDEX
Jefe de Área de Ciencia de Materiales
victor.lanza@cedex.es

Ana LOPE CARVAJAL
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Puertos del Estado
Jefa de Área de Planificación de Infraestructuras
alope@puertos.es

Palabras clave: corrosión, ejecución, puertos, hormigón armado, compactación, curado, proyecto.

Resumen

En la ponencia se exponen los resultados alcanzados en un estudio realizado en 5 espaldones de diques que han mostrado problemas de corrosión antes de finalizar la vida útil de 50 años para la que fueron diseñados.

Las inspecciones in situ realizadas y los resultados de los ensayos de campo (ultrasonidos, corrosímetro y medidas de recubrimiento) dejan patente la importancia que han tenido las deficiencias de ejecución sobre la corrosión prematura desarrollada en estas estructuras.

Estas deficiencias se asocian a fallos en los recubrimientos, que si bien no son generalizados, aparecen de forma puntual, siendo más frecuentes cuando la geometría de la obra resulta más complicada: superficies curvas, zona de botaolas.

El curado se manifiesta como un fallo grave en estas obras, con la aparición de superficies deficientes y fisuradas, que han permitido el ingreso del agua del mar hasta el nivel de las armaduras en un tiempo corto.

Otro aspecto crítico ha sido la compactación insuficiente del hormigón, en muchos casos debido a una consistencia del hormigón inadecuada, así como a una insuficiente vibración.

En la ponencia se expondrán ejemplos de todos los defectos encontrados asociados a la ejecución y se indicarán recomendaciones para evitar su aparición en obras futuras.

Influencia de las condiciones de curado en las propiedades de autoreparación en bio-morteros



Figura 1. FB. subtilis empleada en el estudio.



Figura 2. Ceniza de madera empleada en el estudio.

Adonay PINTO PÉREZ
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Estudiante de doctorado
adonay.pinto@udc.es

Belén GONZÁLEZ-FONTEBOA
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Catedrática de Universidad
bfonteboa@udc.es

Sindy SEARA-PAZ
Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Universidade da Coruña (UDC), Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC)
Titular de Universidad
gumersinda.spaz@udc.es

Lorena GÓMEZ CALVO
Graduada en Biotecnología
Universidad de Santiago de Compostela
Facultad de Farmacia
Estudiante de doctorado
lorena.gomez.calvo@rai.usc.es

Palabras clave: durabilidad, auto reparación, condiciones de curado, ceniza de madera, bacterias, mortero.

Resumen

La búsqueda de materiales de construcción más sostenibles se ha visto impulsada en los últimos años, especialmente buscando mejorar la durabilidad de las estructuras. El hormigón capaz de auto repararse se presenta como una dirección prometedora para reducir los costes de mantenimiento y el impacto ambiental.

Este estudio se centra en el análisis de un nuevo enfoque para la auto reparación en morteros utilizando ceniza de madera como elemento portador de bacterias (*Bacillus subtilis*, figura 1 Figura 2) y los nutrientes necesarios para su desarrollo (lactato de calcio), centrándose en evaluar la efectividad de diferentes condiciones de curado en las capacidades de auto reparación de las mezclas diseñadas. Para ello, se someten muestras de mortero a cinco ambientes de curado distintos: sumergidas en agua a temperaturas constantes de 10°C, 22°C (temperatura ambiente) y 35°C; exposición cíclica a 22°C alternando entre condiciones sumergidas y secas; y exposición continua a agua carbonatada a 22°C.

Los resultados obtenidos sugieren una mejora prometedora en la capacidad de auto reparación, particularmente bajo condiciones de temperatura ambiente, lo que se atribuye a un ambiente optimizado para la proliferación y función microbiana, frente a las otras variables analizadas. Además, también hay un aumento en la resistencia a compresión de las probetas con bacterias. Estos resultados indican que la integración de bacterias y el lactato de calcio en los morteros, no solo mejora la capacidad de auto reparación, sino que también contribuye a un refuerzo de las resistencias en distintos ambientes y, además, remite parcialmente los efectos perjudiciales asociados al uso de ceniza de madera en morteros.

Aspectos tecnológicos, estructurales y constructivos de forjados de hormigón termoactivos (TABS)

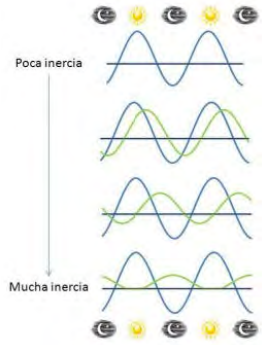


Figura 1. Efecto de la inercia en un mismo estímulo periódico (variación de temperatura exterior diariamente).

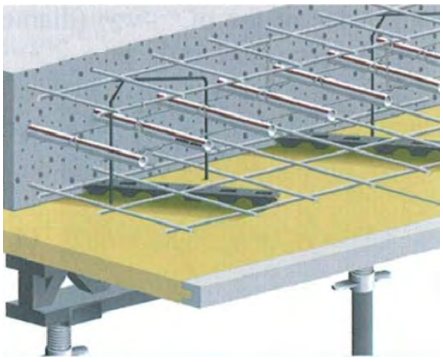


Figura 2. Sistema TABS.

Antonio VILLANUEVA PEÑALVER
Ingeniero Industrial
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Responsable Sostenibilidad y Eficiencia Energética
avp@idom.com

Ramón GUTIÉRREZ FERNÁNDEZ-CUERVO
Ingeniero Industrial
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Director de Proyectos
rgf@idom.com

Carlos CASTAÑÓN JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Director de estructuras
ccastanon@idom.com

Jorge DE PRADO ROMERO
Ingeniero Técnico Industrial
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de proyectos
jdeprado@idom.com

Palabras clave: TABS, estructuras activadas térmicamente, sostenibilidad, exergía.

Resumen

La necesidad de reducir el carbono embebido en el sector de la edificación se ha convertido en una de las metas más importantes de las sociedades avanzadas, dado que más del 40% de las emisiones de efecto invernadero provienen de los edificios.

El aprovechamiento de la inercia térmica del hormigón por medio de TABS (Thermally Activated Building System) es una de las estrategias que permiten su reducción en los edificios. Esta tecnología ha sido hasta el momento poco utilizada en edificaciones en España, si bien en países del norte de Europa se emplea en aproximadamente un tercio de las nuevas edificaciones.

Las exigencias de sostenibilidad del nuevo Código Técnico, además de las posibilidades intrínsecas que el propio sistema ofrece, sitúan a los TABS como una estrategia de diseño competitivo y eficiente.

Por medio de unos tubos embebidos en el hormigón por los que se hace circular agua, se aprovecha la gran inercia térmica de la masa de hormigón para regular la temperatura del edificio. Así, la propia estructura, además de su función principal resistente, adquiere la función de transportar, distribuir y almacenar la energía de climatización (tanto para enfriar como para calentar) y regula la cantidad de calor que cede o absorbe del ambiente.

El presente artículo se centra en los aspectos tecnológicos, estructurales y constructivos de los TABS en forjados de edificación, a través de diversos proyectos en los que IDOM ha empleado dicho sistema y que ha permitido adquirir experiencia en el empleo de TABS en forjados de losa maciza de hormigón armado y postesado, así como la activación de forjados existentes (rehabilitación) por medio de gunitado.

Se describen diversas realizaciones y proyectos así como investigaciones en curso del empleo de TABS en estructuras prefabricadas.

Section Calculation for Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Bending, Shear and Torsion

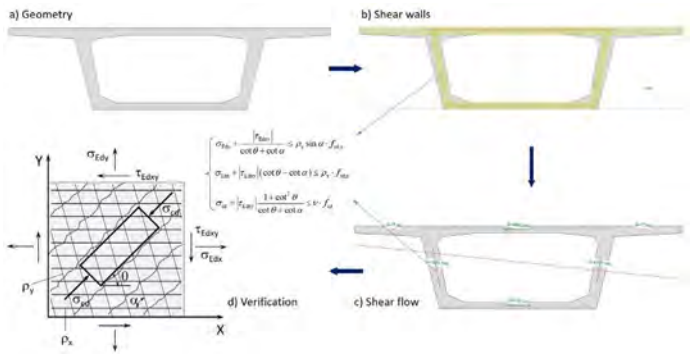


Figure 1. Shear walls.

Tran NGOC LINH
Dr.-Ing. habil Cubus AG
n.l.tran@cubus.ch

Elmer HERBERT
Dr. sc. Techn
Cubus AG
h.elmer@cubus.ch

Keywords: calculation model, shear reinforcement, concrete, torsion, shear strength, strut-and-tie model, structural design.

Abstract

In concrete design, due to the complex behaviour of concrete members in the cracked state, the load bearing capacities due to bending, shear and torsion are often considered separately and the results of the capacity checks for all individual load actions are somehow combined at the end. This approach is generally accepted because of its simplification, but it has certain weaknesses because the interaction between the actions of different load components is not well reflected in the calculation model. The result obtained can be very conservative or very uncertain depending on the design case. For complex sections such as box or hollow sections in bridge structures, the shear walls may behave very differently depending on the load actions there. This paper presents an improvement of the MNVT shear model for reinforced concrete members under combined bending, shear and torsional loading, focusing on the modelling and determination of the shear flows in the cracked cross section. In addition to the theoretical background of the shear model, selected examples are given. Some comments on design are also provided.

Shear Capacity of Reinforced Concrete Members With Shear Reinforcement Inclined More Than 90°



Figure 1. Arthur Ravenel Jr. Bridge, United States of America (Foto-source: peri.ch).

Tran NGOC LINH
Dr.-Ing. habil Cubus AG
n.l.tran@cubus.ch

Elmer HERBERT
Dr. sc. techn
Cubus AG
h.elmer@cubus.ch

José Manuel GÓMEZ BARRANCO
Civil Engineer
Cubus-Software España, SL
info@cubus-software.es

Rubén VALLS PÉREZ
Civil Engineer
Cubus-Software España, SL
rpv@cubus-software.es

Keywords: shear reinforcement, reinforced concrete, shear design, shear strength.

Abstract

According to many codes of practice for reinforced concrete structures, an angle of inclination of the shear reinforcement of more than 90° should be avoided. However, there are no clear design instructions for cases when this angle is greater than 90°. Due to architectural requirements and in some cases also due to structural requirements, inclined columns are used in buildings or inclined piers and towers in bridges. To simplify the reinforcement work on site, the shear reinforcement is often arranged in the horizontal plane and not always perpendicular to the axis of the reinforced concrete components. Although this type of reinforcement arrangement simplifies the work on the construction site, it presents the designer with certain difficulties when verifying the load-bearing capacity of the structural element, in particular the shear and torsional capacity. With shear reinforcement angles greater than 90°, the load-bearing capacity can be critical for the design. This paper presents a method for calculating the shear load-bearing capacity for any inclination of the shear reinforcement, focussing on the case where the angle is greater than 90°. A discussion is given on this topic and some recommendations and comments are given for practical application.

Alternativas al empalme por solape en armaduras: ventajas técnicas de los manguitos roscados



Figura 1. Conexiones de rosca cilíndrica.



Figura 2. Establecer una conexión de posición de empalmes mecánicos con rosca métrica.

Marcos TEJEDOR ALCOL
GEOHIDROL
Gerente Accesorios Cimentación y Estructuras
mtageohidrol@geohidrol.com

Hans CHRISTIAN ROLOFF
DEXTRA
Sales Manager Central and Southern Europe
hroloff@dextragroup.com

Palabras clave: manguitos roscados, empalme armadura, hormigón armado, innovación, sostenibilidad.

Resumen

La conexión de barras de refuerzo constituye un aspecto crítico en el diseño de estructuras de hormigón armado, influyendo directamente en la continuidad estructural y el comportamiento mecánico de los elementos.

Tradicionalmente, el solape ha sido el método predominante para el empalme de armaduras. No obstante, presenta limitaciones técnicas como la congestión de refuerzo, incrementos en el volumen de acero y una eficiencia estructural subóptima. Frente a ello, los manguitos roscados emergen como una alternativa técnicamente superior, al proporcionar una transmisión directa de esfuerzos axiales entre barras, reducir la necesidad de longitudes de anclaje extensas y mejorar la calidad del armado en zonas críticas.

A pesar de su uso consolidado en otros países, en España su aplicación ha sido limitada a proyectos singulares o con requisitos específicos. Sin embargo, los recientes avances en los procesos de roscado, especialmente mediante el uso de maquinaria automatizada como el sistema ROLLTEC, permiten ejecutar estas conexiones con mayor precisión, eficiencia y con un requerimiento mínimo de personal especializado.

El uso generalizado de manguitos roscados puede representar una mejora significativa en la racionalización del diseño estructural, la sostenibilidad de las soluciones constructivas y la fiabilidad en obra. Además, al eliminar incertidumbres asociadas a la ejecución de solapes en zonas de alta densidad de acero, se incrementa la trazabilidad y la calidad del armado. Con estas ventajas, promover su incorporación desde la fase de diseño puede contribuir a una ingeniería más eficiente, precisa y alineada con los principios actuales de sostenibilidad y durabilidad estructural, reforzando así el papel de la ingeniería como catalizadora del progreso técnico y científico en el ámbito de las infraestructuras.

En el presente artículo se describe el proyecto de DEXTRA y GEOHIDROL para popularizar y extender el uso de manguitos roscados en la unión de barras de refuerzo en estructuras.

REALIZACIONES. EDIFICACIÓN

Edificio “The Cloud” en los Jardines de Médongaule, en Corea del Sur



Figura 1. Vista general del edificio The Cloud, centro de visitantes de Les Jardins du Médongaule.



Figura 2. Recreación de una sección del edificio The Cloud.

Antón GARCÍA ABRIL
Dr. Arquitecto
Ensamble Studio / MIT
anton@ensamble-studio.com

Débora MESA MOLINA
Dr. Arquitecto
Ensamble Studio / ETH Zurich
debora@ensamble-studio.com

José Manuel SIMÓN-TALERO MUÑOZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
CEO
jsimontalero@torroja.es

Alberto FERNÁNDEZ ÁLVAREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
afernandez@torroja.es

Ángel CARRIAZO LARA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Director técnico
acarriazo@torroja.es

Kim KYUNGTAE
PhD Structural Mechanics
Chang Minwoo Structural Consultants
Senior Manage
ktkim@minwoo21.com

Palabras clave: hormigón proyectado, GFRC, ingeniería inversa, arquitectura de la tierra.

Resumen

En colaboración con Antón García-Abril, arquitecto autor del diseño, “The Cloud” es un edificio que se enmarca dentro de la “Arquitectura de la Tierra”, movimiento arquitectónico que es a la Arquitectura, lo que el Expresionismo Abstracto es a la Pintura. La disrupción de la forma, de la textura, para crear una estructura que levita sobre el suelo permitiendo la entrada de luz y aire. Una secuencia de espacios que guían a los visitantes por una atmósfera inmersiva, mitad edificio, mitad paisaje.

La forma de la cubierta se moldea a mano. Se emplean técnicas de ingeniería inversa para crear una representación digital en 3 dimensiones, que se escala 200 veces hasta ocupar un área de unos 50 metros de lado. Con herramientas de diseño paramétrico se suaviza la geometría y se construyen modelos de cálculo espaciales que permiten dimensionar los espesores necesarios para salvar luces de hasta 18 metros.

Se dispone un primer molde de fibra de vidrio, que luego se retirará. Encima, una capa de GFRC que copia la textura de la fibra de vidrio y será la cara vista de la cubierta. El GFRC sirve de encofrado para el elemento resistente, una losa de hormigón armado de 25cm, puesta en obra mediante la técnica del gunitado. Se define la armadura espacialmente, barra a barra, para adaptarse a la forma. La integración paisajística, una capa de arlita convenientemente texturizada, cubriendo la losa de hormigón.

El edificio, que tiene dos plantas, aprovecha la localización centrada de las escaleras para situar ahí el centro de rigidez. El forjado de primera planta recibe la cubierta, empotrándose ambos elementos en cada punto de contacto, dotando de redundancia al sistema. El soporte perimetral de la estructura se efectúa sobre columnas esbeltas, que acompañan las deformaciones impuestas. El conjunto forjado-cubierta se resuelve monolíticamente, sin juntas.

Nueva cubierta del Estadi Mallorca Son Moix



Figura 1. Foto de cubierta en fase secuencial de construcción durante partido.



Figura 2. Foto de cubierta completa.

Asier CASTAÑO AVILA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Director de Proyectos
asier.castano@landabe.com

Juan ANDONEGUI QUEREJETA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Director General
juan.andonegui@landabe.com

Peru SAN MIGUEL
Ingeniero Industrial
LANDABE Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
peru.sanmiguel@landabe.com

Palabras clave: cubierta, estadio, fútbol, acero, PVC.

Resumen

El estadio fue construido con motivo de la celebración de la Universiada 1999 en Palma y, desde entonces, es donde el RCD Mallorca disputa los partidos. El estadio dispone de cuatro sectores diferenciados denominados: Tribuna Principal, Tribuna Sol, Fondo Norte y Fondo Sur. La remodelación del estadio abarca los cuatro sectores, no obstante, el artículo se centra en la nueva cubierta sobre la Tribuna Sol.

Desde la concepción hasta el final de la obra se ha colaborado estrechamente con el estudio de arquitectura Izaskun Larzabal, responsable de la remodelación del estadio. Los objetivos de diseño son: ligereza visual y coherencia estética; integración en la estructura existente; diseño funcional relativo a incorporación de megafonía, iluminación, evacuación de aguas, pararrayos y mantenimiento; viabilidad constructiva compatible con el uso del campo

La estructura se compone de 14 cerchas en voladizo de sección triangular con perfiles tubulares circulares y alzado de celosía tipo Warren. La longitud total de las cerchas es de 35 m y, ancho y canto variable con 3,5 m de altura y 2,5 m de anchura en el arranque. Entre cada cercha se disponen tubos curvados cada 5 m sobre los que se dispone la membra de poliéster PVC. Cerca de la punta se dispone la pasarela de mantenimiento apoyada sobre una serie de cuelgues transversales colgada puntualmente de las cerchas y que a su vez alberga diversas instalaciones.

El apoyo sobre la estructura existente se realiza mediante un conjunto de tubos que se unen al armazón metálico de refuerzo dispuesto sobre el pórtico de hormigón existente. Este armazón se conecta con el hormigón existente a través de pasadores de varilla roscada M36.

Durante la ejecución se realizan modificaciones, principalmente en las uniones metálicas para facilitar el trabajo del metalista y en las conexiones de la estructura con la membrana para garantizar las tolerancias de trabajo.

Estación provisional durante la remodelación de la nueva estación de Atotxa en Donostia-San Sebastián



Figura 1. Vaciado de la estación durante la excavación en mina.



Figura 2. Vías y andenes de la estación provisional con pasarela peatonal provisional al fondo.

Asier CASTAÑO AVILA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Director de Proyectos
asier.castano@landabe.com

Juan ANDONEGUI QUEREJETA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Director General
juan.andonegui@landabe.com

Jon Imanol FERNÁNDEZ LOBO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
imanol.fernandez@landabe.com

Palabras clave: estación, ferrocarril, pila-pilote, pasarela.

Resumen

Se está llevando a cabo la remodelación de la estación ferroviaria de Atotxa de Donostia-San Sebastián con el objetivo de modernizarla y adecuarla para la llegada del tren de alta velocidad.

Los trabajos se realizan manteniendo el servicio ferroviario, de modo que se están ejecutando fases coordinadas con las vías que se mantienen en servicio. Durante una de las fases de obra, es necesario realizar una estación provisional para remodelar la definitiva, quedando integrada en el futuro vestíbulo.

Por condicionantes constructivos, se ha propuesto ejecutar la estación provisional siguiendo el método Top&-Down o ascendente-descendente, el cual se basa en ejecutar inicialmente la losa sobre rasante para, posteriormente, excavar en mina el interior. Esta metodología conlleva ejecutar previamente la cimentación profunda y los pilares que sostienen la losa durante la excavación en mina.

El contorno de la estación se conforma por un muro pantalla empotrado en roca ejecutado mediante hidrofresa. Los pilares se han diseñado como pilas-pilote, embebiendo un perfil metálico en el interior que, tras la excavación en mina, es revestido por el pilar de hormigón definitivo. La losa de andén dispone de vigas de canto invertidas que conforman los andenes. Como se trata de una situación provisional, se han dispuesto manguitos roscados para la ampliación de la losa y de las vigas invertidas de la configuración estructural definitiva.

De igual forma, durante las fases ha sido necesario realizar una serie de trabajos especiales como son la pasarela provisional sobre las vías, el desmontaje de la marquesina histórica de la estación o el desplazamiento mediante empuje de la columnata anexa a la obra.

Actuaciones estructurales acometidas en la reforma del estadio Santiago Bernabeu



Figura 1. Vaciado de la estación durante la excavación en mina.

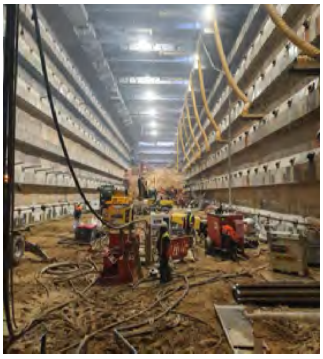


Figura 2. Vías y andenes de la estación provisional con pasarela peatonal provisional al fondo.

Carlos DE ARANDA SANCHA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Jefe de Proyecto
caranda@ayesa.com

Carlota MANZANARES BENNETT
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Ingeniero de Proyecto
cmanzanares@ayesa.com

Luis Armando FRIAS CERDÁ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Jefe de Sección Estructuras
lafrias@ayesa.com

Palabras clave: estadio, Santiago Bernabéu, Real Madrid, reforma.

Resumen

El estadio Santiago Bernabéu se inauguró en el año 1947, y aunque en los años 1982, 1992 y 2007 se acometieron importantes reformas, ha sido la realizada estos últimos años la que ha transformado el estadio de forma global.

En esta intervención se ha dotado al estadio de una nueva envolvente de acero inoxidable en la fachada y la cubierta fija, empleándose en la estructura aceros de calidad S69OQL1 y S460M. Se ha construido una cubierta retráctil que salva una luz de 73 m utilizando fibra de carbono y madera de balsa.

Se ha incorporado un nuevo centro comercial al lateral este del estadio y ampliado el aparcamiento existente, pasando de 3 a 4 plantas subterráneas con alturas libres de hasta 5,50 m. Se ha construido un invernadero subterráneo de 30 metros de profundidad para guardar el césped, ofreciendo al club la posibilidad de organizar eventos durante la temporada deportiva. Se ha construido un nuevo edificio museo de 3 plantas colgado de la estructura puente que apoya en las nuevas torres del lateral del Paseo de La Castellana. Alrededor del terreno de juego, bajo gradas, se ha ejecutado una galería perimetral que hace de anillo de distribución de mercancías e instalaciones, y un nuevo túnel de carros que conecta el nuevo aparcamiento con el terreno de juego. A nivel del cuarto anfiteatro se ha ejecutado un mirador 360º con vistas a la ciudad de Madrid.

Se ha reforzado la estructura de hormigón original de 1947 en todos sus niveles, actuando en todas las losas y vigas, y también en los pilares de la primera alineación, para adaptarla a las exigencias de las nuevas actividades a desarrollar en el estadio.

Losas postesadas en edificación en altura. Singularidades en diseño y ejecución



Figura 1. Desvíos de columnas en CFC.



Figura 2. Vista aérea nocturna de estructura con núcleo trepado y solución de losa postesada.

Ivan SALVADO
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Ingeniero Centro Técnico
ivan.salvado@vsl.com

Pedro OSSO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
VSL Construction Systems, SA
Country Manager España
pedro.osso@vsl.com

Palabras clave: edificación, losas, torres, postesado.

Resumen

En el diseño y ejecución de losas postesadas en edificación para torres de gran altura se debe tener en cuenta ciertas particularidades, tanto a nivel de diseño y detalle, como a nivel de ejecución.

La comunicación presenta algunos ejemplos de dichas particularidades, que pueden ser comunes para los proyectos de torres con losas postesadas. También se presentan singularidades específicas para adaptar el uso de losas postesadas a los sistemas constructivos de torres en altura, empleando como ejemplo algunos de los proyectos que VSL ha realizado en los últimos años en Méjico, Cuba y Marruecos.

Entre las singularidades comunes para todos los proyectos, se destaca el planteamiento de juntas de hormigonado-tesado para conseguir los ciclos habituales constructivos de una semana por nivel, el tratamiento de la conexión de las losas a los núcleos construidos con avance de núcleo trepado, cargas específicas de construcción, sistemas de protección perimetral compatibles con el tesado y con los ciclos de ejecución de esta tipología estructural, ...

Entre otras singularidades propias de proyectos específicos (torre CFC en Casablanca), se mostrarán ejemplos del tratamiento de tracciones debidas a desvíos de columnas, así como de la verificación de deformaciones límite restrictivas debido al diseño de fachada exterior.

Un objetivo adicional de la comunicación es mostrar las posibilidades que existen para poder aprovechar las múltiples ventajas que aportan las losas postesadas en torres de gran altura; así como las estrategias y detalles necesarios para su encaje con los métodos constructivos y ciclos habituales para torres en altura.

El proyecto y la ejecución de la estructura con forjados postesados en las Torres del Casablanca Finance City Tower y del Hotel Marealta en La Habana ayudarán a ilustrar las singularidades y soluciones en la construcción de forjados postesados en torres en altura.

Hospital Sangre Grande en Trinidad y Tobago. Un hospital europeo en el Caribe



Figura 1. Imagen aérea de la estructura en fase de construcción.



Figura 2. Vista de la estructura metálica. Uniones atornilladas en obra.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Peter TANNER FURRER
MSc ETH, Zürich
Dr. Ing. de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Javier PARRAS MARTÍNEZ
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L. Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructuras, edificación, sismo, estructura mixta, transporte naval.

Resumen

El Hospital Sangre Grande en Trinidad y Tobago presenta una planta rectangular de 129 m de largo y 93 m de ancho, con varios patios interiores y dos alas anexas laterales de planta igualmente rectangular. En alzado se definen dos niveles sobre rasante, sin incluir la cubierta, alcanzándose una altura máxima de 13,5 m.

En un terreno complicado, con un nivel freático elevado, en el que el empleo de cimentaciones profundas suponía un coste de las cimentaciones mayor que el del resto del edificio, se realizó un relleno estructural eliminando los 2 m superiores del terreno, disponiendo una losa de cimentación de la que nacen los pilares metálicos y las pantallas de hormigón. Esta solución, en una zona de alta sismicidad, con aceleraciones pico del terreno de 0,56g, requirió el desarrollo de un cálculo detallado de la interacción suelo-estructura. Sobre la losa de cimentación se ejecuta la solera de planta baja, mayoritariamente conformada por un forjado sanitario con casetones plásticos abovedados que permiten el paso de las instalaciones.

La construcción del edificio, gracias a fondos europeos, condicionó su tipología estructural, al requerirse que un porcentaje considerable fuera ejecutado en Europa y trasladado posteriormente en barco para su montaje. De esta forma, se desecha el empleo del hormigón armado en los forjados, que se resuelven por medio de elementos mixtos compuestos por vigas metálicas con luces máximas de 7,8 m y losas de hormigón ejecutadas sobre chapas grecadas colaborantes. Tanto las vigas como los pilares son perfiles comerciales, conectados mediante uniones articuladas atornilladas para facilitar su construcción.

El edificio cuenta, además, con una marquesina perimetral, dos marquesinas en el acceso principal y una última en el acceso del recinto de urgencias, todas realizadas mediante vigas metálicas. En las situadas en los accesos se emplean pilares tubulares circulares, con una ligera inclinación.

Construcción de la cubierta no singular en la estación de la Sagrera (Barcelona)

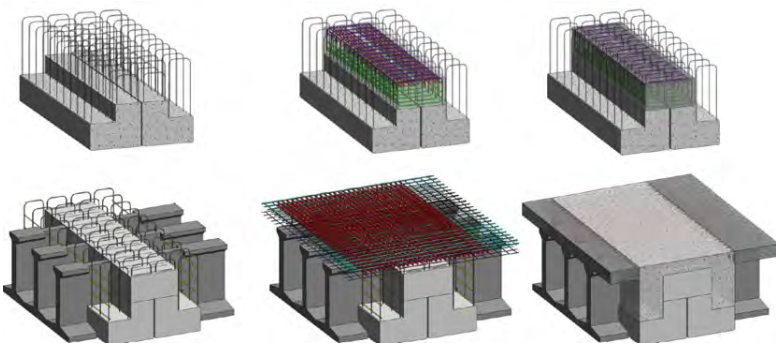


Figura 1. Detalle de elementos prefabricados de Cubierta No Singular.

Juan de Dios ARÉVALO AMEZCUA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
UTE Estructura AVE Sagrera
(Dragados, Acciona, Comsa, Sorigué)
Oficina técnica
jdarevalo@acciona.com

David MARTÍNEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Precon
Jefe de oficina técnica
dmartinez@precon.cemolins.es

Francisco Javier CARRASCAL PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com

Luis CARRILLO ALONSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe de Estructuras de Obra Civil y Puentes
luis.carrillo.alonso@acciona.com

Palabras clave: cubierta, forjado, prefabricado, pretensado, construcción evolutiva.

Resumen

La Cubierta No Singular de la Estación de la Sagrera en Barcelona se configura en dos sectores de 192x84 m² y 125x85 m² separados mediante juntas de dilatación cada 48m en la dirección más larga. La estructura soportará el futuro parque del Camí Comtal, además del nuevo trazado de la calle Garcilaso, incluyendo las estructuras de soporte que servirán de apoyo a los lucernarios situados sobre el nivel de alta velocidad. El Proyecto inicial ya esbozaba una solución con elementos prefabricados, pero hubo que revisar la definición completa del forjado, así como de los pilares y capiteles que lo soportan, teniendo en cuenta las exigentes limitaciones en cuanto al proceso de ejecución y los nuevos requerimientos que fueron surgiendo en una obra cuya definición avanza prácticamente al mismo ritmo que se construye, siempre sin perjudicar a la parte ya construida ni alterar el aspecto arquitectónico de la estación. En particular:

- Se desarrolló un proceso constructivo específico por fases para poder manipular piezas con un peso máximo de 50 t en sustitución de las jácenas inicialmente previstas de hasta 200 t.
- Se racionalizó el sistema de enlace entre elementos, reduciendo el número de neoprenos bajo vigas en aproximadamente un 80% y mejorando la capacidad global para la transmisión de acciones horizontales.
- Se definió una solución prefabricada para los lucernarios.
- Se adaptó la solución a las fases de entrada en servicio de cada área de la estructura.

Proceso constructivo de la cubierta singular de la estación de la Sagrera (Barcelona)



Figura 1. Cubierta singular en ejecución abril 2024.

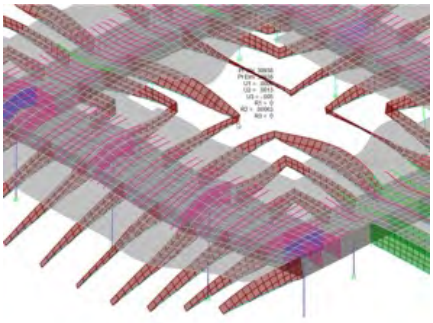


Figura 2. Resultados del modelo en deformaciones.

Adrián MONDÉJAR FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Estructuras
admondejar@acciona.com

Víctor MANZANO JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Estructuras
vmanzano@acciona.com

Francisco Javier CARRASCAL PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com

Luis CARRILLO ALONSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe de Estructuras de Obra Civil y Puentes
luis.carrillo.alonso@acciona.com

Palabras clave: cubierta, prefabricado, pretensado, construcción evolutiva.

Resumen

La Cubierta Singular de la Estación de la Sagrera en Barcelona, obra en ejecución por una UTE de la que forma parte Acciona Construcción, cuenta con unas dimensiones en planta de 223 x110 m^2, se encuentra entre los dos sectores denominados Cubierta No Singular. La cubierta está formada por 8 módulos con forma de pirámide invertida coronados por lucernarios de 36 m^2 que permiten la entrada de luz natural a las vías de alta velocidad. Además de las pirámides, la cubierta se complementa con grandes voladizos hacia el barrio de Sant Martí (lado mar) y hacia el barrio la Sagrera (lado montaña). Tanto las pirámides como los voladizos toman su forma de un entramado de costillas de canto variable, cerradas inferiormente mediante prelosas decorativas y atadas superiormente por una losa postesada. Las costillas, a su vez, apoyan sobre una retícula de vigas principales con sección cajón, que sirven, además, como vías de evacuación. Sobre la cubierta se albergará el parque del *Camí Comtal*, convirtiéndose en el parque de mayor extensión de la ciudad.

El montaje del entramado de vigas tipo costilla y prelosas prefabricadas requiere de un puente grúa que se desplaza longitudinalmente a través de carriles ubicados sobre las vigas cajón. Una vez se colocan todos los elementos, se procede al hormigonado y postesado de la losa, siguiendo una secuencia que avanza desde el exterior de las pirámides hacia el centro. Tanto la secuencia de hormigonado como la colocación de los elementos prefabricados pretende minimizar los desequilibrios sobre las vigas cajón.

Para analizar el proceso constructivo Acciona Ingeniería ha realizado un modelo evolutivo que permite controlar de manera precisa el comportamiento de la estructura en cada una de las fases planteadas. Se puede destacar la capacidad del modelo para analizar efectos como:

- Tracciones en fases intermedias de postesado.
- Retracción con hormigones de diferentes edades.
- Retirada apoyos provisiónales en fases intermedias.

Installation of the Hypogeum Top Slab and the Grass Try N°6 at Bernabeu Stadium, Madrid - Spain





Figures 1 y 2: Hypogeum Top Slab going close to its final position.

José María MARTÍNEZ GUTIÉRREZ
MSc Civil Engineer
SARENS
Technical Solutions Spain Manager
Josemaria.martinez@SARENS.com

Dimitri LAURENT
MSc International Management & Business Studies
SARENS
Sales Manager HUB2 – Southern Europe / Africa
dimitri.laurent@SARENS.com

Keywords: construction of structures, SPMT (Self Propelled Modular Trailers), jacking, skidding.

Abstract

Sarens was subcontracted by PHB for the installation of the two main structures at new retractable pitch in the Real Madrid's Bernabeu Stadium. This is one of the main works at the stadium redevelopment. A retractable pitch means that the stadium's six massive trays of grass can be moved underground via a hydraulic elevator, revealing a new concrete surface for hosting a variety of events and spectacles during most days of the year (besides Real Madrid football matches). To achieve it fulfilling all client's strict technical and planning requirements, Sarens proposed and developed a new method of statement for jacking and skidding the 650t Hypogeum (huge concrete shaft were the pitch grass trays can be stored) top slab and the 350t tray n°6 of grass.

Within an extremely tight schedule and sharing a work area with many other subcontractors at the same time, our crew had to prepare all equipment, plus perform jacking and skidding works, exclusively from the pitch area to avoid disrupting the works inside of the Hypogeum.

This was notable considering the steel slab's dimensions (115x13x1,5m) and the grass tray n°6 (115x11,5x1m). Each element was jacked up 1,5m from 16 points, then skidded 15m with eight skidding lines and double skid beams per line. They were finally jacked down 0,5m.

Sarens also transported inside the stadium with SPMTs two steel retractable beams 30t/each of 15x2,25m. The total transport height proved too high to pass through the stadium gates. We got an urgent call on a Saturday morning, we arranged everything so the SPMTs were ready onsite by Monday night. Our two SPMT operators managed the small curves, passed tightly through the stadium gates and travelled up and down a 17,6% slope.

All manoeuvres were performed on time on June & July'22 without any incident.

Desafíos externos en el diseño de estructuras de madera: una revisión integral basada en la experiencia de Sener

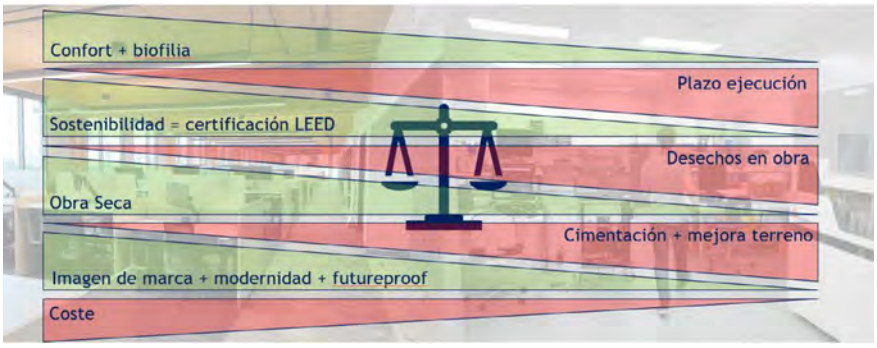


Figura 1. Comparación cualitativa de oficinas con estructura de madera y hormigón. Fuente: Elaboración propia.

David MAÑES NAVARRETE
Ingeniero Agrónomo
Sener Ingenieria y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
david.manes@mobility.sener

Ricardo CANDEL GURREA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingenieria y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
ricardo.candel@sener.es

Adrián SÁNCHEZ SEVILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingenieria y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
adrian.sanchez@sener.es

Carlos LLOPIS CAMPS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingenieria y Sistemas S.A.
Jefe de la disciplina de estructuras civiles
carlos.llopis@mobility.sener

Miguel REDÓN SANTAFÉ
Doctor Ingeniero Agrónomo
Universitat Politécnica de Valéncia
Profesor titular Dpto. Ingeniería Rural
miresan@agf.upv.es

Ignacio PAYÁ ZAFORTEZA
Catedrático Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politécnica de Valéncia
Subdtor Dpto. Ingeniería Construcción y Proyectos
igpaza@upvnet.upv.es

Palabras clave: madera, diseño, desafíos.

Resumen

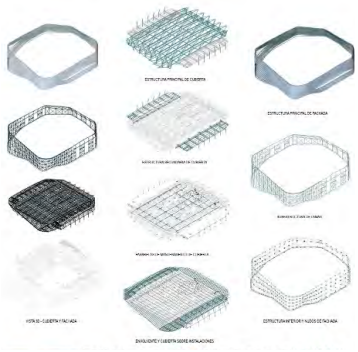
En la búsqueda de la descarbonización del sector de la construcción, la madera emerge como una alternativa eficiente y sostenible frente al hormigón y al acero, si bien, estos materiales deben convivir para desarrollar un enfoque prestacional más completo.

El diseño y cálculo de estructuras de madera plantea desafíos significativos para los ingenieros de estructuras, quienes deben enfrentarse a una variedad de factores externos que impactan en su concepción, diseño y aceptación como elementos estructurales, cambiando sustancialmente el enfoque de proyecto

En este artículo, mediante la experiencia en proyectos reales, se propone una síntesis de obstáculos y desafíos a los que puede enfrentarse un ingeniero estructural en la labor de desarrollar proyectos de estructuras de madera. Se Ilustran algunos de los desafíos que los proyectistas deben superar para involucrar y concienciar a arquitectos, promotores y otros actores interesados sobre las cualidades y beneficios de la madera como material estructural y el cambio de paradigma necesario en el proceso proyectual. Se abordan consideraciones sobre el coste, el desconocimiento de la resistencia al fuego, falta de información sobre el comportamiento estructural, la durabilidad, el mantenimiento, el aspecto estético, la procedencia de la madera, el contenido carbono embebido, el impacto en las certificaciones y los plazos de cálculo, diseño y construcción.

En la situación actual en el sector, es común tener que explicar y concienciar sobre estos conceptos (o parte de ellos) a los agentes implicados en el proyecto, lo que refleja la aún incipiente cultura sobre el uso de la madera como elemento estructural en España.

Estructura del Roig Arena en Valencia. Cubierta y fachada





Figuras 1 y 2: Visualización de la volumetría y foto de obra. Cubierta y fachada. © sbp.

Enrique G. GOBERNA PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
sbp Ingenieros España, S.L.
Director ejecutivo
e.goberna@sbp.de

Knut STOCKHUSEN
Ingeniero Estructural
sbp SE
Director ejecutivo
k.stockhusen@sbp.de

Roberto PIÑOL GÓMEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
sbp Ingenieros España, S.L.
Ingeniero de proyecto
r.pinol@ sbp.de

Pedro PEÑA VALLES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Graduado en Fundamentos de la Arquitectura
sbp Ingenieros España. S.L.
Ingeniero de proyecto
p.pena@sbp.de

Fernando ESCAMILLA VALENCIA
Arquitecto
sbp Ingenieros España, S.L.
BIM manager
f.escamilla@ sbp.de

Palabras clave: acero, cubierta de gran luz, fachada icónica, paramétrica, cerámica, proyecto y cálculo de estructuras, construcción de estructuras.

Resumen

El Roig Arena, situado en Valencia, es un espacio concebido para la celebración de grandes eventos deportivos y artísticos; entre ellos, conciertos, e-games, y congresos. Será además la nueva casa del Valencia Basket, pues desde hace años la Fonteta de Sant Lluis no cumple con las necesidades de aforo. Actualmente se encuentra en la recta final de su construcción, y se espera que en aproximadamente un año abra sus puertas al público.

Tiene capacidad para unos 15.000 espectadores en "modo baloncesto", pudiendo albergar hasta 18.500 espectadores en "modo concierto". Sus 47.000 m^2 de área construida albergan un vasto programa arquitectónico que ha requerido desarrollar una gran variedad de sistemas estructurales y constructivos. La prefabricación y la ágil puesta en obra han sido especialmente importantes en la concepción del recinto. Y la diafanidad de los espacios y las grandes cargas a soportar han sido dos grandes retos a los que nos hemos tenido que enfrentar.

Un proyecto de semejante envergadura requiere la coordinación de la estructura con un equipo amplio y multidisciplinar, especialmente dado que el Arena está aislado acústica y climáticamente del exterior. Nuestra presentación tratará sobre dos partes muy singulares, cubierta y fachada, en el contexto de una obra altamente polifacética.

El sistema constructivo “top down”: Ejecución de un edificio residencial plurifamiliar con parking robotizado sito en calle Fco de Ricci 13 de Madrid



Figura 1. Vista de la pantalla de pilotes discontinua, de la viga de coronación, de las ménsulas de transferencia de cargas en la medianería del edificio.



Figura 2. Vista de bajo rasante. Excavación hasta nivel 3 (sótano -2), arriostramientos provisionales de micropilotes de 35 cm y hormigonado del tramo superior de los pilares de H.A. 19.01.22.

Flavia PROVERBIO
Ingeniero Civil. Máster Estructuras de Edificación
Mecanismo Ingeniería
Jefe de Equipo
flavia.proverbio@mecanismo.es

Juan REY-REY
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Universidad de A Coruña
Director / Profesor Asociado
juan.rey@mecanismo.es

Jacinto RUIZ CARMONA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Univ. Polit. de Madrid
Director Técnico / Profesor Asociado
jacinto.ruiz@mecanismo.es

Antonio Manuel BUENO BLEDA
Arquitecto. Máster Estructuras de Edificación
Mecanismo Ingeniería
Jefe de equipo
antonio.bueno@mecanismo.es

Palabras clave: ascendente-descendente, hormigón armado, pilotes, micropilotes, parking robotizado.

Resumen

Para la construcción del edificio sito en el céntrico barrio madrileño de Chamberí, se opta por utilizar el sistema constructivo “Top Down”, también conocido como ascendente-descendente.

Se trata de un edificio de 29 viviendas entre edificios medianeros cuya estructura se resuelve por completo con elementos estructurales de hormigón armado.

La estructura bajo rasante está conformada por planta baja, dos forjados de sótano intermedios y losa de cimentación: aquí se instala un aparcamiento robotizado en distintos niveles. La losa de cimentación se dispone en dos niveles debido a la existencia del foso para el movimiento del robot del aparcamiento. Sobre rasante se desarrollan las seis plantas de viviendas y la cubierta plana.

Con la técnica ascendente-descendente es posible generar un proceso de construcción en donde se procede en paralelo por encima y por debajo del nivel del terreno; la posibilidad de culminar la estructura de las viviendas antes de finalizar la construcción del bajo rasante conlleva una optimización de plazos, lo cual tiene una repercusión económica positiva en cuanto a tiempos y costes de la obra, aunque ésta no es la única ventaja. La elección de este sistema constructivo ha permitido una menor afección a los edificios medianeros colindantes, secuenciar el vaciado de la parcela con su profundidad de hasta 14 m y optimizar el dimensionado de las contenciones evitando acodalamientos provisionales.

La obra empieza con la ejecución de la estructura de contención (unas pantallas discontinuas de pilotes) y de los soportes interiores capaces de soportar la estructura sobre rasante: se usan micropilotes de 35 cm de diámetro para asegurar su verticalidad y para poder encajarlos sucesivamente en el interior de los pilares definitivos, de hormigón armado.

La solución técnica se complejiza, sobre rasante, por la presencia de apeos importantes y soluciones singulares necesarias para adaptar la estructura a la arquitectura.

Diseño de estructuras singulares frente a viento. El pabellón de España en la Expo de Dubái



Figura 1. Vista exterior Pabellón.



Figura 2. Modelo físico del edificio para túnel de viento.

Antonio Manuel BUENO BLEDA
Arquitecto. Máster Estructuras de Edificación
Mecanismo Ingeniería
Jefe de equipo
antonio.bueno@mecanismo.es

Juan REY REY
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Universidad de A Coruña
Director / Prof. Asociado
juan.rey@mecanismo.es

Jacinto RUIZ CARMONA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Univ. Polit. de Madrid
Director Técnico / Prof. Asociado
jacinto.ruiz@mecanismo.es

Flavia PROVERBIO
Ingeniero Civil. Máster Estructuras de Edificación
Mecanismo Ingeniería
Jefe de equipo
flavia.proverbio@mecanismo.es

Palabras clave: estructuras singulares, acero estructural, análisis a viento, túnel de viento, telas tensadas, comportamiento no lineal.

Resumen

Este trabajo presenta la metodología llevada a cabo para el análisis frente a viento de la cubierta principal del edificio que albergó el Pabellón de España en la Exposición Universal de Dubái 2020, llevada a cabo entre 2022 y 2023. La singularidad fundamental del proyecto es la geometría de cubierta y la interacción de telas tensadas frente a cargas de viento.

El Pabellón de España para la Exposición Universal de Dubái se configura mediante una plaza abierta en sombra, coronada por una cubierta de conos de diferentes alturas, que permiten protegerla del sol y regular su temperatura interior:

La normativa actual prevé soluciones de aplicación de cargas de viento sobre estructuras con geometrías convencionales, por lo que para estructuras singulares es necesario recurrir a metodologías y análisis alternativos que permitan determinar el comportamiento a viento de los elementos e interacción con el entorno.

El proceso de análisis de viento se compone de las siguientes fases:

1 – Análisis de viento simplificado mediante áreas proyectadas
2 – Análisis de viento mediante herramientas CFD integradas en el software de análisis estructural
3 – Análisis de viento mediante realización de ensayo de túnel de viento
4 – Coordinación de resultados entre las diferentes disciplinas
5 – Dimensionado de estructura

El desarrollo ha enlazado diferentes etapas de aproximación al diseño de la estructura, permitiendo ir acotando la solución del problema y la verificación por contraste entre resultados experimentales y modelos.

El diseño estructural de los conos considera cuestiones como:

- El funcionamiento de las telas tensadas de cubierta, con comportamiento no lineal tipo vela con despegues a succión en situación de viento.
- Sistemas triangulados basados en las teorías de cúpulas de Föppl para focalizar la estabilidad isostática de los conos frente a cargas laterales asimétricas.

Estructura del Roig Arena en Valencia. Cimentación y edificio del graderío

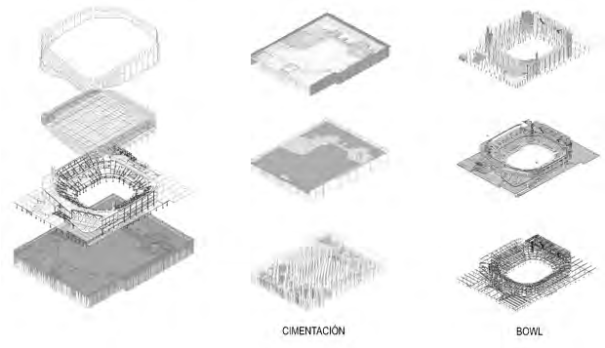


Figura 1. Visualización de la volumetría general del Roig Arena. © sbp.



Figura 2. Imagen de obra de la vista general del edificio del graderío ("Bowl") © sbp.

Enrique G. GOBERNA PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
sbp Ingenieros España, S.L.
Director ejecutivo
e.goberna@sbp.de

Knut STOCKHUSEN
Ingeniero Estructural
sbp SE
Director ejecutivo
k.stockhusen@sbp.de

Fernando ESCAMILLA VALENCIA
Arquitecto
sbp Ingenieros España, S.L.
BIM manager
f.escamilla@ sbp.de

Gonzalo R. GOBERNA PÉREZ
Ingeniero Industrial. Especialidad estructuras
GmásP Ingeniería y Arquitectura
Director Técnico
ggoberna@gmasp.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, acero, hormigón, pretensado, construcción de estructuras, pilotes, micropilotes, prefabricados.

Resumen

El Roig Arena, situado en Valencia, es un espacio concebido para la celebración de grandes eventos deportivos y artísticos; entre ellos, conciertos, e-games, y congresos. Será además la nueva casa del Valencia Basket, pues desde hace años la Fonteta de Sant Lluis no cumple con las necesidades de aforo. Actualmente se encuentra en la recta final de su construcción, y se espera que en aproximadamente un año abra sus puertas al público.

Tiene capacidad para unos 15.000 espectadores en "modo baloncesto", pudiendo albergar hasta 18.500 espectadores en "modo concierto". Sus 47.000 m^2 de área construida albergan un vasto programa arquitectónico que ha requerido desarrollar una gran variedad de sistemas estructurales y constructivos. La prefabricación y la ágil puesta en obra han sido especialmente importantes en la concepción del recinto. Y la diafanidad de los espacios y las grandes cargas a soportar han sido dos grandes retos a los que nos hemos tenido que enfrentar.

Un edificio de semejante envergadura requiere de la conjunción de un equipo muy diverso y multidisciplinar, con el que, sin ninguna duda, el equipo de estructuras ha tenido que coordinarse.

La explicación de la estructura de este edificio se va a hacer en dos partes, de las cuales esta va a versar sobre la cimentación y el edificio del graderío propiamente dicho.

Estructuras de madera en grandes equipamientos publicos. El caso del centro escolar y medico educativo en Orly



Figura 1. Estructura de madera laminada (pilares, vigas y forjado).



Figura 2. Montaje de la viga en celosia prefabricada.

Miquel PEIRO SENDRA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arquitecto
Profesor Titular de Universidad – Construcción
Escuela Arquitectura de Bretagne
Socio fundador - bordas+peiro
miquel_peiro@ciccp.es

Anna Maria BORDAS GELI
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arquitecta
Catedrática de Universidad - Proyectos
Escuela de Arquitectura Paris Val de Seine
Socia fundadora - bordas+peiro
bp@bordaspeiro.eu

Bastian NININO
Ingénieur des Ponts Paristech
Responsable de operaciones
Jefe de Proyecto
bordas+peiro
ninino@bordaspeiro;eu

Palabras clave: madera, ladrillos, forjado mixto madera hormigón, celosía de madera.

Resumen

El complejo escolar y médico educativo situado en Orly se compone de dos edificios, de un lado el grupo escolar y del otro un instituto médico educativo. Los dos edificios se han realizado con estructura en madera. Los pilares y vigas son de madera laminada encolada y soportan forjados de madera contralaminada (CLT). La estructura se completa con una fachada de muros de madera y recubierta exteriormente con ladrillo caravista.

El presente articulo tratará de exponer las diferentes especificidades que la construcción en madera en equipamientos públicos de gran envergadura nos ha llevado tanto a nivel de la concepción como de la ejecución de la estructura y entre ellas:

- La complejidad constructiva de los muros de madera y del revestimiento de la fachada, de un lado para asegurar la seguridad en caso de incendio, y de otra parte para soportar la excentricidad de la carga de los ladrillos sobre la estructura en madera.
- La disposición de celosías de canto equivalente a un piso, integradas en el proyecto para liberar espacios de pilares, permitiendo tener luces mayores requeridas en el programa.
- La utilización de forjados mixtos madera hormigón.

Ampliación y reforma del Museo de Bellas Artes de Bilbao

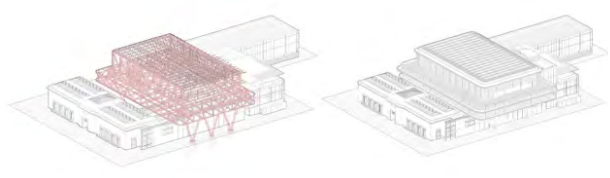


Figura 1. Perspectivas de la ampliación.



Figura 2. Montaje de la celosía transversal cargadero sobre una alineación de soportes en V.

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Luca CERIANI
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
luca.ceriani@mc2.es

Palabras clave: ampliación de estructuras, estructura metálica, péndulo invertido, celosías, pilares en V, hormigón ligero, acero verde, rehabilitación.

Resumen

El preexistente Museo de Bellas Artes de Bilbao (MBAB) está constituido por dos volúmenes, originales de 1945 y 1970, que se articulan en torno a la plaza de Arriaga. El nuevo proyecto de ampliación del MBAB, desarrollado por los estudios de Arquitectura Foster + Partners y LMU Arkitectura, y cuya estructura ha sido diseñada por MC2, genera un nuevo volumen aéreo concebido como un edificio-puente sobre la construcción de 1945 y la plaza de Arriaga, conectando lateralmente con el edificio de 1970, el cual también se ve incrementado en altura y sobre el cual se han acometido numerosas actuaciones de rehabilitación estructural.

La estructura de la nueva ampliación, de 1380 Tn de acero estructural, está constituida por dos celosías longitudinales paralelas de 55 m de luz y 12 m de canto, en acero S460, que se apoyan en dos alineaciones de soportes tubulares en V de 13 m de altura que dotan al edificio de su particular carácter escultórico. Estas grandes celosías recogen, a nivel de cordón inferior e intermedio, una familia de trece celosías transversales de 4.4 m de canto que salvan los 30.6 m de luz entre las principales y sustentan los forjados de las plantas administrativas y expositivas, esta última con sobrecargas de proyecto de 8 kN/m^2. Dichos forjados se han ejecutado como unidireccionales colaborantes de 5 m de luz con hormigón estructural ligero de 1800 kg/m^3 de densidad. Adicionalmente, las celosías transversales se prolongan 8 m en voladizo hacia el exterior de una de las celosías principales, generando una amplia superficie de terraza expositiva. A nivel de cordón superior de celosías principales, el volumen se remata con una cubierta conformada por 21 celosías de 1.3 m de canto. La estabilidad lateral del nuevo edificio, de tipología estructural del tipo péndulo invertido, se logra gracias a los dos planos de pilares en V, en dirección transversal, y a una pantalla de hormigón de 17 m de altura, en dirección longitudinal, integrada en la fachada del edificio de 1970 con el cual se conecta mediante forjados basculantes. Todas las cimentaciones de los elementos verticales principales se han ejecutado mediante micropilotes empotrados en roca.

Una de las condiciones del proyecto ha sido la sostenibilidad medioambiental. Por este motivo se ha usado en la construcción de la nueva estructura un acero de bajas emisiones de CO_2 durante su proceso de producción.

Ampliación de Torres Colón. Una remonta por un enchufe y unos vestíbulos colgados



Figura 1. Vista general de la construcción de los forjados superiores.

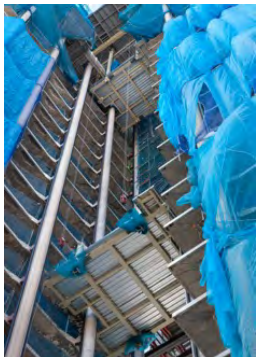


Figura 2. Vista de los forjados de vestíbulos intermedios entre las dos torres.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Mercedes MADRID RAMOS
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
DRAGADOS
Jefe Servicio de Estructuras Edificación
mmadridr@dragados.com

Palabras clave: Ampliación de estructuras, edificación emblemática, edificio protegido, estructura mixta, voladizos, remonta.

Resumen

Las Torres Colón, emblemáticas en el horizonte madrileño, han experimentado una importante remodelación tras el proyecto de rehabilitación realizado entre 2020 y 2024.

La intervención realizada ha mantenido la altura característica de las torres, de 117 m, a pesar de la adición de cuatro nuevos niveles y una nueva cubierta, gracias a la eliminación de la coronación *art déco* construida en los noventa para ocultar la celosía desde la que colgaba la escalera de evacuación, actualmente remplazada por un nuevo núcleo vertical de comunicaciones.

En la estructura de estos niveles, denominados "la remonta", con la misma distribución y superficie que las plantas tipo inferiores (de unos 680 m^2), se utiliza acero en vez de hormigón, optando, en lugar de por tirantes perimetrales colgados de cubierta, por vigas mixtas de gran canto con voladizos cuasicompensados a ambos lados del núcleo para liberar la fachada de elementos estructurales. Los núcleos centrales, de 6.1 m x 6.3 m, están constituidos por cuatro pilares metálicos desde los que parten las vigas mixtas en voladizo en las dos direcciones, con canto variable de 1.5 a 0.8 m y luces de entre 4.5 y 6.4 m. Las plantas se rematan con forjados mixtos con chapa colaborante, con el doble objetivo de facilitar la ejecución y minimizar el incremento de carga en las cimentaciones existentes.

La intervención incluye también la construcción de unos vestíbulos intermedios que unen ambas torres en los niveles 4 a 24 de la construcción original. La estructura de cada uno de estos vestíbulos, de aproximadamente 6.5 m x 5 m, se izó nivel por nivel mediante un sistema de cables dispuesto en la remonta, para posteriormente fijarla a los forjados existentes mediante ocho rótulas y a la nueva remonta mediante cuatro tirantes metálicos que unen todos los niveles de arriba abajo.

Proceso constructivo de la Torre Ikon en Valencia



Figura 1. Forjado de cuerpos huecos en Torre A.



Figura 2. Vista general obra terminada.

Susana JAREÑO COBO
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
DRAGADOS
Ingeniero Dirección Técnica
sjarenoc@dragados.com

Mª Mercedes MADRID RAMOS
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
DRAGADOS
Jefe Servicio de Estructuras Edificación
E.T.S. de I.C.C y Puertos de Madrid. U.P.M.
Profesor Asociado
mmadridr@dragados.com

Ángel PERAL SAN EMETERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
DRAGADOS
Jefe de Grupo
aperals@dragados.com

Raquel ORTEGA GARCÍA
Arquitecto Técnico
DRAGADOS
Jefe de Producción
rortegag@dragados.com

Palabras clave: hormigonado en altura, losas con aligeramientos, trepas.

Resumen

La construcción de la Torre Ikon ha supuesto la ejecución de la estructura para el edificio residencial más alto de Valencia. El conjunto estructural está formado por varios bloques de distintas geometrías y alturas sobre los que destacan dos torres de uso residencial de 31 y 15 plantas respectivamente, unidas entre sí por una tercera torre que actúa como núcleo de circulación vertical. Estas torres arrancan a su vez de un zócalo o podio de 4 alturas que contiene accesos, usos terciarios y zonas comunes residenciales. Uniendo las dos últimas plantas del podio se dispone una viga de gran canto que actúa como elemento de transición para modificar la retícula de pilares perimetrales en las torres, cambiando a secciones apantalladas. Bajo rasante, ocupando toda la huella de la parcela, se han ejecutado dos sótanos destinados al uso como aparcamiento.

Como singularidad de este proyecto, en términos de tipología estructural, cabe destacar el diseño de los forjados superiores de la torre más alta mediante el empleo de aligeramientos de plástico reciclado, el llamado forjado de cuerpos huecos estructurales. Este sistema presenta como principal ventaja una importante reducción del peso propio, manteniendo prácticamente la misma rigidez de una losa maciza.

Además, como cualquier edificio en altura, el proceso constructivo está muy condicionado por la elevación de los materiales, el diseño de los sistemas trepantes de encofrado y los exigentes ritmos de ejecución.

Medios auxiliares y aspectos constructivos de la reforma integral de las Torres de Colón en Madrid



Figura 1. Vista del montaje del mástil de la grúa sobre la bancada en coronación del núcleo.



Figura 2. Vista fase provisional recrecido pilar para arranque del nuevo núcleo.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

Fabiola PIERANTONI SILVA
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
DRAGADOS
Ingeniero. Dirección Técnica
fpierantonisi@dragados.com

Mª Mercedes MADRID RAMOS
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
DRAGADOS
Jefe Servicio de Estructuras Edificación
E.T.S. de I.C.C y Puertos de Madrid. U.P.M.
Profesor Asociado
mmadridr@dragados.com

Rodrigo A. RINCÓN BENITO
Ingeniero de Caminos, Canales y P.
DRAGADOS
Responsable de Estructuras
rarinconb@dragados.com

Palabras clave: recalces, micropilotes, grúas en altura, apeos sucesivos de forjados, izados.

Resumen

La reforma integral de las emblemáticas Torres de Colón de Madrid incluía el recrecido de 5 niveles nuevos de remonta, la construcción de un nuevo núcleo de comunicación vertical, el recalce de las cimentaciones existentes, la construcción de nuevas pasarelas de comunicación entre Torres, y otra serie de actuaciones de refuerzo. Todas éstas actividades requerían de unos medios auxiliares singulares y adaptados a las limitaciones de espacio de una obra en el centro de una gran ciudad.

El recalce con micropilotes de las cimentaciones de los núcleos, presentó complejidades de ejecución asociadas a trabajar en un sótano a 18 m de profundidad, limitaciones por gálibo de la maquinaria, dificultades de inyección de los micropilotes en un terreno muy compacto, y realización de tesados de cordones inclinados en los recrecidos de la cimentación.

En cuanto a los medios de elevación necesarios para la ejecución de las plantas de remonta, se situó una grúa sobre bancada metálica apoyada en la coronación del núcleo de cada Torre. El montaje de éstas grúas y el posterior control de vibraciones transmitidas a la estructura, y entre las propias grúas, convirtieron éste medio auxiliar en un aspecto muy singular del proceso constructivo.

El nuevo núcleo de comunicación vertical no llega hasta cimentación sino que arranca de un entramado de vigas pared entre Sótano -1 y Planta 0. La ejecución de éstas grandes vigas obligó a un refuerzo importante de los pilares afectados, y al apoyo temporal de forjados sucesivos en sistemas de apuntalamiento que debían dejar espacio para circulación de maquinaria, y adaptarse a cambios en el trayecto de dichas máquinas.

Entre los procedimientos constructivos singulares destacó el izado de las pasarelas colgadas que comunican las dos Torres, elevándose cada planta de forjado mixto con la chapa colaborante ya hormigonada, y manteniéndose la planeidad requerida.

Asistencia técnica a las obras del nuevo intercambiador de transportes de Valdebebas, en Madrid



Figura 1. Vista general de estructura metálica durante la ejecución de las obras.



Figura 2. Interior del intercambiador. Árboles, cerchas, cubierta y cerramiento de vidrio.

María GÓMEZ IRIGARAY
Ingeniera Naval
Proes
Directora de Proyectos
maria.gomez@proes.es

Marco GARCÍA MORATALLA
Arquitecto
Proes
Jefe de Proyecto
marco.garcia@proes.es

Antonio José MADRID RAMOS
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Director Técnico
antonio.madrid@proes.es

Miguel NUÑEZ FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Comunidad de Madrid
Director General
de Infraestructuras de Transporte Colectivo
Consejería de Vivienda, Transportes e Infraestructuras
miguel.nunez@madrid.org

José Luis SANZ DE LA TORRE
Arquitecto
Comunidad de Madrid
Subdirector General de Concesiones
Patrimonio y Conservación.
joseluis.sanz@madrid.org

Carlos GRANDE AYUSO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Comunidad de Madrid
Responsable del Contrato.
Técnico de Apoyo de la Dirección General
de Infraestructuras de Transporte Colectivo
carlos.grande@madrid.org

Palabras clave: construcción de estructuras, estructura metálica, intercambiador de transportes.

Resumen

El nuevo intercambiador de transportes de Valdebebas, en Madrid, conectará el servicio de autobuses urbanos con la red de Cercanías y la futura ampliación de la red de Metro en el barrio, donde se ubica el Hospital Isabel Zendal y la Ciudad de la Justicia.

Proes, en UTE con Socotec y Geoconsult, ha realizado la asistencia técnica a la Comunidad de Madrid durante las obras de construcción.

Este intercambiador consta de dos niveles. En el nivel inferior se ubican locales comerciales y se produce la conexión con Cercanías, así como con un gran espacio exterior tipo plaza y zonas de aparcamiento. En el superior, se ubican las dársenas de autobuses y la conexión con los taxis y la avenida exterior.

Para salvar los importantes desniveles del terreno y contenerlo, se ejecutan pantallas perimetrales de 60 cm de espesor, que cierran el nivel inferior.

El forjado se resuelve con un sistema reticular de 70 cm de canto, con casetones perdidos y ábacos macizos, apoyado en las pantallas perimetrales y pilares de hormigón armado. Se ejecuta cimentación profunda con pilotes hincados y encepados.

La cubierta del edificio se resuelve mediante una estructura de acero formada por "árboles" de diferentes alturas, cuyos fustes tienen una longitud entre 6 m y 12 m. Los "árboles" poseen una planta hexagonal simétrica y asimétrica, de más de 20 m de diámetro, y están unidos entre sí. La estructura se monta en dos fases, primero los fustes y posteriormente la parte superior con ramas y correas tubulares, sobre las que apoya el material de cubrición. Algunos "árboles" nacen del forjado reticular y los pilares inferiores, y otros directamente del suelo exterior. Se disponen cerchas metálicas verticales para soporte del vidrio que cierra perimetralmente la planta superior del intercambiador, con un total de 1.200 toneladas de acero estructural.

Las 6 terminales de la ampliación del ferrocarril suburbano. Ruta Lechería-Aifa en México





Figuras 1 y 2. Infografías.

Ignacio GANDÍA PÉREZ
Ing. Civil Máster en Estructuras, Cimentaciones y Materiales
Proes
Jefe de Proyecto
ignacio.gandia@proes.es

Alexander DOMÍNGUEZ MARQUINA
Ingeniero Civil
Proes
Jefe de Proyecto
alexander.dominguez@proes.es

María GÓMEZ IRIGARAY
Ingeniera Naval
Proes
Directora de Proyectos
maria.gomez@proes.es

Ángel PARADAS LARA
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Jefe de Proyecto
angel.paradas@proes.es

Claudio ASCUNCE LÓPEZ
Máster Ingeniero Civil
Proes
Jefe de Proyecto
claudio.ascunce@proes.es

Antonio José MADRID RAMOS
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Director Técnico
antonio.madrid@proes.es

Palabras clave: estaciones de tren, cálculo sísmico, normativa mexicana, estructura metálica.

Resumen

La línea de ferrocarril suburbano que comunica Lechería con el Aeropuerto Internacional Felipe Alonso cuenta con 6 estaciones. Cada una de ellas forma parte de un CETRAM (Centro de Transferencia Modal) en el que se integran las pasarelas de acceso al vestíbulo, la subestación eléctrica y diversas construcciones menores. Proes ha desarrollado la arquitectura, el diseño estructural y las instalaciones de todas las terminales, aplicando la normativa mexicana. El proyecto se ha desarrollado con metodología BIM.

La parte más destacada del proyecto son los edificios de las estaciones. Tienen una longitud de más de 200 m y estructuralmente se dividen en tres módulos separados mediante juntas de dilatación. El esquema estructural consiste en una losa de hormigón apoyada sobre el terreno, en cuya zona intermedia se sitúa el andén, disponiéndose las vías por los laterales. En los extremos de esta losa se disponen unos muretes de hormigón que soportan pilares metálicos. El acceso al andén único central se realiza mediante un vestíbulo, que se apoya en el andén y en los pilares metálicos laterales. Este elemento se ha resuelto con un emparrillado metálico que soporta un forjado mixto de chapa colaborante. La cubierta se realiza con un arcotecho, que apoya en los pilares metálicos. Hay dos tipologías de estaciones, en función de la anchura del andén (8 m y 12 m). El acceso desde el exterior se realiza mediante una pasarela metálica que comunica con los aparcamientos y desembarca al nivel del vestíbulo.

La alta sismicidad de la zona, junto con las pobres características del terreno y la irregularidad de la estructura, tanto en forma como en materiales, ha requerido un diseño estructural muy cuidado, especialmente en las zonas de uniones y en los detalles.

Actualmente las seis terminales se encuentran en construcción, con distinto grado de avance.

Soluciones con acero activo en la remodelación integral de Torres Colón



Figura 1. Vista general fase final remodelación Torres Colón.



Figura 2. Detalle tirante prefabricado.

Sierra RUIZ RABADÁN
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DYWIDAG
Responsable Postesado España
sierra.ruiz@dywidag.com

Fernando MARTÍNEZ PÉREZ-BEATO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DYWIDAG
Director técnico
fernando.martinez@dywidag.com

Damián YERONE NEUSTADT
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DYWIDAG
Responsable Departamento Obras
damian.yerone@dywidag.com

Palabras clave: acero activo, barras alto límite elástico, rehabilitación, refuerzo.

Resumen

La remodelación de las Torres Colón en el centro de Madrid supone un hito para la ingeniería. El edificio colgado más emblemático de España ha sido objeto de una remodelación integral en la que detalles estructurales con acero activo aportan soluciones innovadoras para este gran reto. Entre las actuaciones realizadas por cabría resaltar:

- Anclaje mediante tendones de barra provisionales de 2 grúas torres de gran altura que han dado servicio a la obra durante más de dos años.
- Apeo provisional de alguno de los pilares de la estructura original mediante barras de alto límite elástico muy cortas que materializaron la conexión entre la estructura metálica y el pilar original. Estas barras fueron tesadas a carga máxima con equipos específicos que anulaban prácticamente las pérdidas instantáneas de ajuste tuerca-placa de reparto.
- Refuerzo de cimentación de los dos núcleos de las torres con tendones multicordón adherente de 15 y 27 cordones formando una trama en 3D a los que se añade un postesado vertical en el recrecido de las paredes del núcleo con tendones de 7 cordones.
- Tirantes en fachada para suplementar los tirantes de hormigón. Se empleó una tecnología novedosa que, con base en los tirantes tradicionales de grandes puentes, se adaptó para las especiales exigencias del proyecto: una resistencia al fuego de 120 minutos que se consiguió con un material ignífugo ensayado específicamente para clasificación de los tirantes como REI120 y el diseño de una solución prefabricada que permitió su instalación en altura en la fachada de un rascacielos en el Paseo de la Castellana de Madrid sin afección al tráfico.

La nueva cubierta del estadio El Sadar, del club Atlético Osasuna



Figura 1. Fotografía de nueva cubierta y nuevo graderío desde el interior del estadio.



Figura 2. Fotografía de nueva cubierta desde el exterior del estadio.

Raúl GONZÁLEZ GUIJARRO
Ingeniero de Caminos C. Y P.
TYLin
Jefe de proyecto Senior.
raul.gonzalez@tylin.com

Alberto BRUSA ECHEVERRIARZA
Ingeniero Civil
TYLin
Director de la División de Edificación y Obra Civil
alberto.brusa@tylin.com

Palabras clave: proyecto de todo tipo de estructuras, estructuras y envolventes arquitectónicas, cerchas metálicas, uniones soldadas y atornilladas.

Resumen

El diseño de la estructura de la nueva cubierta del estadio El Sadar se engloba dentro de la actuación de renovación del Estadio realizada entre los años 2019-2021, según concurso de proyecto y obra ganado por el estudio de arquitectura OFS architects y la constructora VDR.

El diseño de la estructura metálica, realizado por TYLin (IDEAM) responde a un esquema de cerchas en voladizo de hasta 40 m de vuelo, que se conectan a un anillo central que define el perímetro del hueco interior que se abre sobre el campo de fútbol. Estas cerchas presentan un quiebro en sección, convirtiéndose en el soporte del nuevo graderío superior y transmitiendo las cargas de cubierta ligera, grada y fachada a la estructura inferior de hormigón armado. La estructura de hormigón es de nueva ejecución en gran parte del estadio (proyectada por Valladares Ingeniería) y respeta la estructura existente en zona de palcos.

La estructura metálica propuesta y ejecutada ha supuesto un reto desde el punto de vista de compatibilización de los requisitos estructurales de: estabilidad global (en fase definitiva), estabilidad parcial (en fases de izado por grupos de cerchas), resistencia en ELU, control de deformaciones y vibraciones en fase definitiva, optimización del peso de acero estructural y optimización de los tiempos de ejecución.

Junto al cumplimiento de estos requisitos, ha supuesto un alarde el encaje geométrico de las celosías, al ser necesario proyectar más de 20 geometrías diferentes para adaptarse a la envolvente de arquitectura, que debía a su vez respetar el estadio existente. El diseño de las uniones ha buscado el óptimo de ejecución de uniones soldadas en taller, con las uniones atornilladas necesarias para un correcto montaje en obra.

Diseño de las estaciones elevadas de la línea 3 del metro de Panamá



Figura 1. Avance de la construcción de la estación elevada de Ciudad del Futuro.

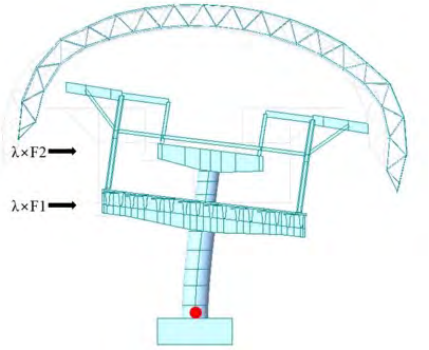


Figura 2. Esquema rotulas estación durante el diseño sísmico.

Carlos LLOPIS CAMPS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Jefe de la disciplina de estructuras civiles
carlos.llopis@sener.es

Fernando PINEDO BELLO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
fernando.pinedo@sener.es

Tomás ANTONIO VASQUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
tomas.antonio@sener.es

Carlos MAESTRO GONZÁLEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
carlos.maestro@sener.es

Adrián SÁNCHEZ SEVILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
adrian.sanchez@sener.es

Palabras clave: estaciones elevadas, estaciones enterradas, sismo, calculo incremental, plaxis.

Resumen

La Línea 3 del Metro de Panamá es uno de los proyectos más importantes que se desarrolla en un país en constante cambio que transformará la calidad de vida de miles de residentes pudiendo conectar Panamá Oeste con la capital del país en apenas 45 minutos. El tramo elevado de la Línea 3 partirá de la estación de Albrook y conectará las zonas residenciales de Arraiján, Nuevo Chorrillo y Ciudad del Futuro a lo largo de un trazado de 25 km.

La línea discurre casi en su totalidad en aéreo por lo que las estaciones son elevadas salvo el tramo inicial en túnel bajo el canal de Panamá y la estación de Albrook en trinchera.

La estructura principal de las estaciones elevadas se ha resuelto con 6 pórticos de hormigón armado separados cada 19.4. La estructura del andén se ha resuelto con celosías metálicas apoyadas sobre los pórticos de hormigón y desde la que nacen unos pilares metálicos en V que soportan la malla tridimensional bicapa que da forma a la cubierta.

La estación de Albrook implica la ejecución de una nueva estación anexa a la línea existente, ejecutándose por el sistema top-down. Para el diseño tanto estático como sísmico de las pantallas se ha utilizado métodos pseudoestaticos con Rido y dinámicos con Plaxis 2D.

Panamá está situado en una zona sísmicamente activa, dónde se esperan aceleraciones sísmicas superiores en algunas zonas a 1.5g. Para reducir cuantías el diseño se ha desarrollado por capacidad a través de modelos pushover, estando el diseño muy condicionado por la geometría, dadas las luces importantes y la altura de las estaciones.

Edificio hotelero para The Social Hub en Madrid



Figura 1. Vista del proyecto terminado.



Figura 2. Imagen de las obras del interior del edificio Cuesta de San Vicente, 28 tras demoler su estructura interior y apear la fachada.

David RODRÍGUEZ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
david.rodriguez@mc2.es

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: rehabilitación, estabilización, apeo, ladrillo, pretensado, micropilote, gunitado.

Resumen

El nuevo “The Social Hub” se implanta sobre el conjunto formado por 3 edificios situados en la Cuesta de San Vicente de Madrid. El programa arquitectónico propone la creación de un alojamiento hotelero orientado tanto a viajeros ocasionales como a estudiantes de larga estancia.

El grado de protección de los edificios preexistentes es dispar: el denominado CSV26 (Cuesta de San Vicente, 26), con fachada a la citada calle, se encuentra protegido estructuralmente en su conjunto; CSV28 (Cuesta de San Vicente, 28), situado en el interior de la manzana, posee una fachada protegida; y por último I11 (C/ Ilustración, 11), con acceso desde la trasera calle Ilustración, carecía de protección y fue demolido, para su posterior reconstrucción.

El proyecto de estructura se amolda a los diferentes requerimientos funcionales, arquitectónicos y patrimoniales a través de una actuación integral en sus principios y específica en su materialización, donde la intervención estructural es tanto más quirúrgica cuanto mayor es el grado de protección del edificio. Así, el abanico de soluciones se abre desde el proyecto de una estructura de hormigón armado convencional para I11 hasta el planteamiento de intervenciones puntuales de refuerzo sobre CSV26 para incrementar la resistencia y aptitud al servicio de las estructuras existentes.

En el centro físico del complejo se sitúa CSV28, que fue construido en origen como edificio exento sobre una terraza de rellenos y que en el estado reformado ve su interior vaciado y sustituido por una nueva estructura, respetando la fachada. Para ello se plantea un sistema exterior de estabilización de fachada y un sistema híbrido para su apeo: en zonas con permeabilidad bajo fachada, la fábrica apoya en un nuevo pórtico de hormigón armado; en zonas no permeables una pantalla de pilotes por el interior permite la creación de sótanos con mínimos movimientos del pie de fachada.

Museum of World Cultures, el edificio icónico del nuevo Royal Art Complex (Riyadh)



Figura 1. Esquema tridimensional de la estructura.



Figura 2. Nivel de avance de la construcción.

David RODRÍGUEZ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
david.rodriguez@mc2.es

Pietro BARTALOTTA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
pietro.bartalotta@mc2.es

Belén BALLESTEROS MOLPECERES
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefa de proyectos
belen.ballesteros@mc2.es

Palabras clave: pirámide, celosía, zócalo, estructura metálica, desplome.

Resumen

El nuevo Museo de las Civilizaciones es el edificio más destacable del Royal Art Complex, el gran desarrollo urbanístico dedicado a la exposición y la enseñanza de las artes que se está desarrollando en los terrenos del antiguo Aeropuerto Internacional de Riyadh (Arabia Saudita).

El diseño arquitectónico, a cargo de Ricardo Bofill Taller de Arquitectura (RBTA), se inspira en las formas tradicionales Nadj para crear una monumental pirámide inclinada que alcanza los 106 metros de altura, con unas dimensiones en la base de 180 x 100 m, que se estrechan hasta una anchura de 30 m en la coronación. Internamente, el edificio incluye 6 plantas de acceso público, además de la planta baja y un sótano, así como una decena de entreplantas de acceso restringido.

La estructura sobre rasante se articula a partir de planos resistentes que trabajan tanto en dirección paralela como perpendicular a su eje. Exteriormente, pueden identificarse 4 planos: las dos fachadas laterales, la fachada dorsal y la cubierta inclinada. Todos estos conjuntos estructurales están compuestos por una estructura metálica biplanaria que obtiene la rigidez transversal al plano mediante la configuración de celosías trianguladas o Vieerendel. Interiormente, la estructura está formada por pórticos longitudinales, paralelos al eje de simetría del edificio y forjados metálicos-mixtos con luces que alcanzan los 35 metros.

El zócalo de hormigón tiene una única planta subterránea, aunque de gran altura. En general, la cimentación se realiza de manera directa mediante zapatas sobre la roca caliza sana, si bien se disponen pilotes bajo el arranque de las aristas inclinadas que limitan la fachada dorsal por la elevada reacción que concentran. También se disponen pilotes bajo el arranque de las aristas de la cubierta inclinada con el fin de anclar la reacción de tiro que genera el desplome del edificio.

Diseño de las estaciones elevadas de la red de monorraíl de El Cairo



Figura 1. Vista 3D de la futura estación Al-Masa.



Figura 2. Modelo 3D estructural de la estación tipo 1.

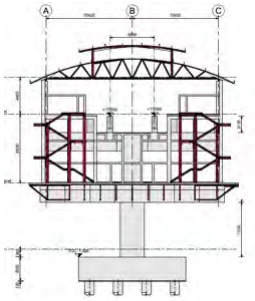


Figura 3: Sección transversal de la estación.

Carlos LLOPIS CAMPS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Jefe de la disciplina de estructuras civiles
carlos.llopis@sener.es

Tomás ANTONIO VASQUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
tomas.antonio@sener.es

David GONZALEZ MARTÍ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
david.gonzalez@sener.es

Ignacio HERRERO GOMIS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
ignacio.herrero@sener.es

Carlos MAESTRO GONZÁLEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
carlos.maestro@sener.es

Palabras clave: monorraíl, estación elevada, construcción estaciones.

Resumen

El monorraíl de El Cairo, actualmente en ejecución, es la red de monorraíl más larga sin conductor del mundo, con un total de 96 km. El proyecto consta de 2 líneas. La primera es "New Capital City line", que conectará El Cairo con las nuevas áreas urbanas del este de la ciudad (New Cairo City), actualmente en desarrollo. Esta línea tiene una longitud de 54 km con 21 estaciones (de unos 4.000 m² en planta por estación) y las instalaciones de cocheras y talleres (ocupando una superficie en planta de unos 290.000 m²). La segunda línea es 6th October line, que prestará servicio al oeste del Nilo hasta Guiza con 42 km de longitud, 13 estaciones y las cocheras y talleres (sus dimensiones son a similares a New Capital City line).

Está previsto que el servicio se preste por una flota de 70 trenes sin conductor de 4 vagones, proporcionando una capacidad de 45.000 pasajeros por hora y sentido, con una velocidad máxima de 90 km/h.

Las líneas discurren en su totalidad en viaducto, por lo que todas las estaciones son elevadas, siendo el viaducto estándar de 30 m de luz formado únicamente por dos vigas carril y existiendo soluciones específicas para el cruce de obstáculos de mayores luces.

Las estaciones elevadas tienen 100m de largo y 25m de ancho con dos niveles: vestíbulo y andén. La estación se apoya en 6 columnas centrales de hormigón distanciadas 20m aproximadamente. La estación cuenta con una cubierta metálica y dos únicos accesos mediante una pasarela peatonal.

Las columnas soportan un doble voladizo transversal postesado formado por 3 dovelas donde apoyan todas las vigas longitudinales de la estación. Tanto el nivel vestíbulo como el andén están formado por vigas de hormigón pretensado sobre la que se apoya la losa de compresión formada por prelosas prefabricadas.

Diseño estructural de la estación Villa Zaita de la extensión de la línea 1 del metro de Panamá



Figura 1. Vista de la estación de Villa Zaita.

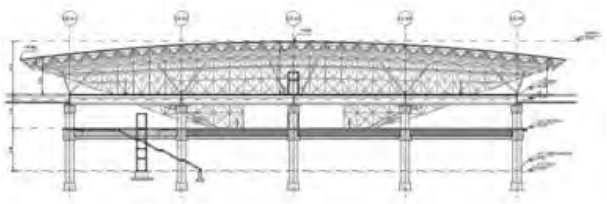


Figura 2. Vista frontal de la estación.

Carlos LLOPIS CAMPS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Jefe de la disciplina de estructuras civiles
carlos.llopis@sener.es

Iñigo LÓPEZ DE VICUÑA CALLES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
inigo.lopez@sener.es

Jorge GÓMEZ RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
jorge.gomez@sener.es

Natalia MATA MOTA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sener Ingeniería y Sistemas S.A.
Ingeniero de estructuras
natalia.mata@sener.es

Palabras clave: estaciones elevadas, malla espacial, pushover.

Resumen

La extensión de la Línea 1 del Metro de Panamá a Villa Zaita tiene como objetivo establecer una estación terminal en el extremo Norte de la Línea 1, con capacidad mayor de 10.000 pasajeros en hora pico, y construir un intercambiador de autobuses. Desde la estación existente de San Isidro, discurre en aéreo hasta la estación término de Villa Zaita, siendo ésta una estación elevada con andenes laterales de 7 metros de ancho y cuya estructura principal está compuesta por cinco pórticos dispuestos a una separación de 22.5m entre los mismos, con dos niveles sobre rasante, vestíbulo, andén, y una cubierta ligera que envuelve el conjunto.

La cimentación de los pórticos se realiza mediante monopilotes de diámetro 2.25m, con diferentes empotramientos en roca, y en continuidad con las columnas circulares de 1.75m de diámetro.

A nivel vestíbulo y andén se disponen capiteles donde se apoyan las vigas de los forjados de las losas de ambos niveles, y a nivel andén además se apoyan las vigas artesa del viaducto, por donde circulan las unidades de metro.

La geometría de la cubierta de la estación de Villa Zaita tiene doble curvatura. Consiste en una malla espacial de doble capa, con dimensiones de 3.2x3.5m, canto de 1.7m, y cuyas longitudes asociadas a sus dimensiones principales son de 109.90x39.53 metros.

Panamá está situado en una zona sísmicamente activa y, para reducir cuantías, el diseño se ha desarrollado por capacidad a través de modelos pushover, estando el diseño muy condicionado por la geometría, dadas las luces importantes y la altura de la estación.

Estudio de alternativas al sistema de aislamiento de base del edificio IFMIF-DONES en Escúzar (Granada)



Figura 1. Esquema 3d de las instalaciones IFMIFDONES.

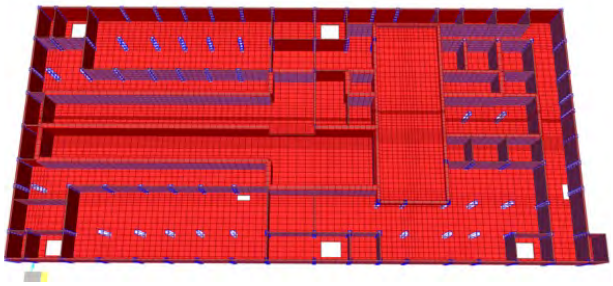


Figura 2. Vista del modelo realizado.

José Antonio AGUDELO ZAPATA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director Técnico
agudelo@pontem.es

Héctor BERNARDO GUTIÉRREZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director de Operaciones
hbernardo@pontem.es

Manuel ESCAMILLA GARCÍA-GALÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director General
mescamilla@pontem.es

Jorge MAESTRE HEREDIA
Doctor Ingeniero Industrial
IFMIF-DONES España
Coordinador del sistema
litio de IFMIF-DONES
jorge.maesrtre@ifmif-dones.es

Mario RUIZ LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
IFMIF-DONES España
mario.ruiz@ifmif-dones.es

Palabras clave: sismo, fusión, aislamiento, cálculo sísmico, cálculo no lineal.

Resumen

IFMIF-DONES (International Fusion Materials Irradiation Facility – DEMO Oriented NEutron Source) es una instalación para la irradiación de materiales en el campo de la energía de fusión, siendo esencial para la construcción de DEMO (primer reactor de demostración). En 2017, tras la evaluación técnica de Fusion for Energy (F4E), se determinó que su ubicación sería el Parque Metropolitano Industrial y Tecnológico de Escúzar (Granada).

El edificio principal, que alberga los principales sistemas de la instalación, tiene planta rectangular de 158,50 x 82,250 m, y consta interiormente de 4 pisos, divididos en diferentes zonas de acuerdo con las necesidades de los sistemas. La estructura consta de forjados sobre pilares de hormigón armado, aunque también hay muros de gran grosor que juegan una doble función como blindaje y confinamiento radiológico, propio de este tipo de instalación.

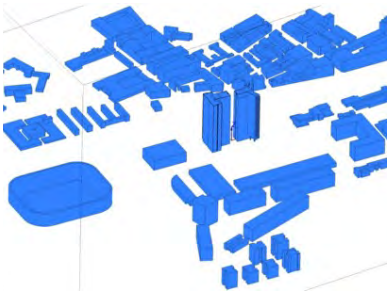
Escúzar es una zona con una relativa alta sismicidad dentro de la Península Ibérica, con una aceleración básica de 0,25g según el mapa de la NCSE-02 y 0,26 según el Anejo Nacional de la EN 1998-1. Para afrontar esta realidad, se ha propuesto un diseño del edificio principal con aislamiento sísmico de base, siguiendo así el concepto implementado en ITER, y siendo uno de los pocos casos en España que dispondría de tal tecnología.

El presente trabajo aborda el proceso seguido para, partiendo de un diseño inicial consistente en 280 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB), estudiar alternativas de asilamiento con dos objetivos: permitir un óptimo comportamiento durante sus dos fases constructivas y de operación; y mejorar la respuesta interior del edificio ante las componentes de mayores frecuencias del sismo que tienen incidencia directa sobre los sistemas alojados. Esto ha requerido la realización de cálculos lineales y no lineales en el dominio del tiempo, y su posterior análisis en forma de espectros de vibraciones, a fin de comparar la bondad de las diferentes soluciones estudiadas.

Torres Martiricos



Figura 1. Vista general del complejo (render).



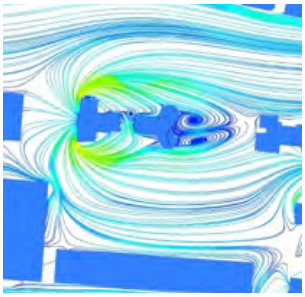


Figura 2. Simulación numérica el viento mediante Dinámica Computacional de Fluidos (CFD).

Belén BALLESTEROS MOLPECERES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
belen.ballesteros@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: edificio en altura, sismo, dinámica computacional de fluidos (CFD), estructura de hormigón.

Resumen

El complejo Martiricos, enclavado a orillas del río Guadalmedina en el paseo homónimo de Málaga, se compone de dos torres de 105 m de altura sobre rasante y se ha convertido en un nuevo icono para esta ciudad en fuerte desarrollo urbanístico, gracias a la cuidada imagen arquitectónica que le confiere su forma exterior y su fachada. El diseño arquitectónico fue desarrollado por Morph Estudio.

La torre denominada Y por su forma en planta presenta 32 niveles sobre rasante, una superficie de 930 m^2 por planta, y un uso exclusivo de viviendas en propiedad. Por otro lado, la torre con planta en forma de T, con una superficie de 1000 m^2 por planta, destina sus primeros 13 niveles a uso hotelero y el resto a uso de viviendas en alquiler. Ambas torres emergen sobre una gran cubierta-plaza ajardinada de 8500 m^2 y dos niveles de aparcamiento bajo rasante.

Debido a la altura de las torres, el empuje horizontal de viento no solamente es dimensionante desde un punto de vista resistente, sino que domina el comportamiento vibracional de la estructura portante y tiene que considerarse a la hora de comprobar el confort por vibraciones de los usuarios. Para este análisis se ha empleado un modelo para simulación numérica del viento mediante Dinámica Computacional de Fluidos (CFD), con el que se han obtenido las cargas estáticas equivalentes del viento en ambas torres, teniendo en cuenta el lugar de emplazamiento y entorno real. Se han comprobado las condiciones de confort por vibraciones en las partes altas de las torres y en la plaza que sirve de pódium a ambos edificios.

De la misma manera las acciones sísmicas resultan determinantes, debido a una aceleración básica de 0.16g según el nuevo mapa de peligrosidad sísmica.

El esquema estructural de ambas torres se resuelve con un potente núcleo dimensionado frente a acciones horizontales, mientras que los soportes, solicitados fundamentalmente por cargas gravitatorias, se plantean como elementos secundarios frente a acciones de viento y sismo. Los forjados se resuelven con losas macizas de canto estricto 25 cm, en aras de minimizar el peso propio de la estructura y reducir la envergadura de las cimentaciones.

Estación de autobuses en Logroño



Figura 1. Vista general de la estructura (con chapa grecada).



Figura 2. Detalle de la estructura (antes de instalar la chapa grecada).

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Javier PARRAS MARTÍNEZ
Ingeniero CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: estructuras y envolventes, estructuras de edificación, edificación singular, celosías, geometría compleja, grandes luces.

Resumen

La nueva estación de autobuses de Logroño forma parte, junto con la estación de trenes existente, de un complejo intermodal que supone el nuevo centro de operaciones para el transporte urbano e interurbano. Ambas se unen gracias a una cúpula central y queda integrado con el entorno gracias a la extensión del parque Felipe VI sobre todo el complejo.

La cubierta de la estación se materializa mediante una serie de pórticos transversales, separados 10 m entre sí, con tres vanos de luces variables derivadas de la geometría en planta y la irregular disposición de los pilares centrales, dispuestos al tresbolillo. Se hace necesaria, además, la ejecución de dos pórticos longitudinales, uno sobre cada alineación de pilares centrales, que permiten materializar los dos apoyos intermedios en todos los pórticos transversales.

Para los pórticos, todos ellos mixtos, se plantean dos tipologías en función del nivel de cargas y del canto total previsto en cada zona, condicionado por las geometrías irregulares y diferentes del parque superior y del falso techo inferior, con un máximo de 2,75 m. Como criterio general se disponen celosías metálicas formadas por perfiles armados abiertos, transformándolas en vigas de alma llena en las zonas de menor canto o mayor solicitación. En las vigas de alma llena se disponen pasos de instalaciones de grandes dimensiones que permiten mantener la permeabilidad proporcionada por las celosías. Las secciones mixtas se completan con un forjado mixto superior de 0,25 m de espesor que salva una luz de 4 m entre correas, dispuestas en una única dirección.

En la cúpula se definen dos vigas circunferenciales, anillos de compresión y tracción, y una serie de vigas radiales sobre las que apoyan las correas, todas de alma llena.

Todas las uniones se definen atornilladas para minimizar el plazo de ejecución y la soldadura en obra.

Nueva sede Cajamar (Almería)



Figura 1. Vista general del complejo (abril 2024).



Figura 2. Atrio de entrada.

Ángel VIDAL VACAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
angel.vidal@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: estructura postesada, estructura mixta, estructura prefabricada, sismo.

Resumen

La entidad bancaria BCC Grupo Cajamar convocó un concurso restringido en diciembre de 2018 para la redacción del proyecto básico y de ejecución de su nueva sede en Almería. El concurso fue ganado por el equipo técnico liderado por el estudio Arquitectos Ayala S.L., y en el que se encontraba integrado MC2, para el desarrollo del diseño de la estructura. El mes de junio de 2024 se procede a la inauguración de la sede terminada.

La parcela sobre la que se ha realizado la obra tiene unos 34 000 m^2 de superficie total. La edificación tiene un aprovechamiento de 35 000 m^2 bajo rasante, con uso de aparcamiento, y 45 000 m^2 sobre rasante para uso administrativo.

La localización impone efectos sísmicos moderados sobre el diseño del edificio conforme con la normativa actual lo que, unido a los condicionantes arquitectónicos, ha llevado a la selección de ciertas soluciones singulares como las más apropiadas.

La distribución del espacio bajo rasante se adapta al uso de aparcamiento mediante una retícula regular de soportes de hormigón armado y losas macizas.

El módulo de soportes sobre rasante es de 16 m por 8 m, pero en distribución completamente independiente del módulo arquitectónico bajo rasante. Esto lleva a que la planta baja sea una zona de transición en la que los soportes de sobre rasante apean, resolviéndose mediante vigas postesadas de apeo.

Los forjados sobre rasante son de losa aligerada postesada en la dirección de mayor luz, lo que aporta un forjado de rigidez suficiente, reduciendo notablemente el peso. El carácter aligerado de la losa aporta beneficios también en cuanto a inercia térmica y sonora.

El atrio de acceso se resuelve con grandes celosías mixtas que permiten formar una cubierta de varios niveles que aporta una altura a la entrada de gran presencia formal.

Torres B y C del Edificio Oeste del Estadio Santiago Bernabéu



Figura 1. Estructura metálica de torres montada para dar apoyo a la cubierta.



Figura 2. Montaje en blanco entre tramos consecutivos.

José MARTÍNEZ SALCEDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC Construcción, S.A
Jefe de departamento de Obras Especiales
JMartinez@fcc.es

Jesús Javier MATEOS HERNÁNDEZ-BRIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC Construcción S.A.
Director de Servicios Técnicos
JMateosH@fcc.es

Pietro BARTALOTTA
Ingeniero de Civil
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
pietro.bartalotta@mc2.es

Alejandro YUSTRES REAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
alejandro.yustres@mc2.es

Alberto CURBELO DÍAZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
alberto.curbelo@mc2.es

Ginés LADRÓN DE GUEVARA MÉNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director de proyectos
gines@mc2.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructura metálica, estadio, celosía espacial, uniones atornilladas, cimentación profunda, forjados losa maciza.

Resumen

La estructura metálica de las nuevas torres del edificio Oeste tiene dos funciones fundamentales; la primera es dar apoyo vertical y horizontal de la nueva cubierta del estadio, y a la vez formar parte del gran pórtico que constituye el nuevo edificio Oeste. Las fuerzas verticales se transmiten hasta la cimentación mediante tres soportes principales que coinciden con los nudos de los cordones inferiores de la viga corona del edificio; mientras que las fuerzas horizontales se transmiten por una cáscara exterior espacial. Esta cáscara exterior está formada por tres sectores cilíndricos de estructura metálica triangulada y un plano vertical secante compuesto por cuatro celosías Warren. Adicionalmente, la estructura metálica de las torres proporciona soporte perimetral a los forjados interiores y a las rampas exteriores de evacuación.

Con objeto de reducir el plazo, se decidió evitar realizar soldaduras en obra de manera que la totalidad de los elementos se ensamblaron mediante uniones atornilladas. Todas las soldaduras se realizaron en el taller metálico, y se llevó a cabo el montaje en blanco de los módulos para garantizar las tolerancias mínimas exigidas por las uniones atornilladas.

En el interior de la estructura metálica de las torres se desarrollan una serie de forjados de hormigón y elementos metálicos que garantizan la comunicación vertical y horizontal del estadio, materializando ascensores, escaleras convencionales, escaleras mecánicas, pasarelas y una rampa perimetral. La configuración de los forjados, constituidos por losa maciza de hormigón armado. Dichos forjados se apoyan en la cáscara metálica exterior de las torres, y en soportes y núcleos de hormigón en su interior.

La cimentación principal de las torres está constituida por un encepado de 25 pilotes de 1800 mm de diámetro, dispuestos de forma optimizada para recoger la carga procedente de los soportes principales de la torre y de la cesta metálica.

Hospitales de Parral y Constitución. Chile



Figura 1. Hospital Parral en construcción.

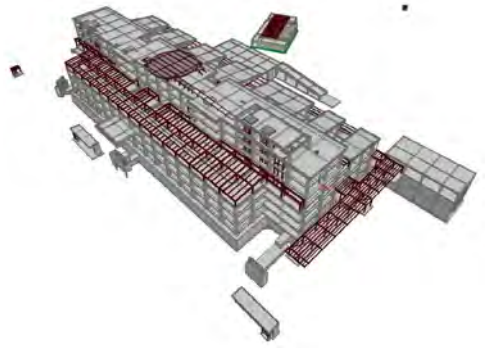


Figura 2. Modelo BIM Hospital Constitución.

Lucía LÓPEZ DE ASIAÍN ZABÍA
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Director
llopez@pondio.com

Eva PAYÁ GARCÍA
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Jefe de Proyecto
epaya@pondio.com

Ignacio SANCHO MORAL
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Jefe de Proyecto
isancho@pondio.com

Teresa SOTELINO BARREIRO
Arquitecto
Grupo PUENTES
Directora Técnica Hospitales
teresasotelino@grupopuentes.com

Jorge SÁNCHEZ IGLESIAS
Luis Vidal + Arquitectos
Arquitecto Asociado
jsi@luisvidal.com

Palabras clave: hospitales en zona de alto riesgo sísmico, aislamiento sísmico, análisis dinámico tiempo-historia, modelo BIM.

Resumen

Los hospitales de Parral y Constitución forman parte de La Concesión Red Maule, proyecto que implica el diseño, financiación, dotación de equipamiento, construcción y posterior operación de tres recintos médicos ubicados en las comunas de Cauquenes, Constitución y Parral y los que totalizan una superficie estimada de 123.000 m^2. La construcción, con un presupuesto de aproximadamente 275 millones de euros, está siendo ejecutada íntegramente por Puentes y Calzadas Infraestructuras.

Tras el terremoto de Maule de 2010, las autoridades chilenas exigen que cualquier hospital público de nueva ejecución implemente un sistema de asilamiento sísmico. El sistema estructural elegido han sido pórticos de hormigón armado en ambas direcciones materializándose la aislación sísmica a nivel de planta baja mediante apoyos de neopreno situados en todos los soportes del edificio.

La estructura se articula mediante pilares de hormigón 80x80 dispuesto en una retícula de 7.80x7.80 m. las vigas en ambas direcciones tienen secciones que varían de 60x60 a 60x80 según niveles y los forjados se completan con una losa de hormigón de 20 cm de canto. No se disponen juntas de dilatación en el edificio, únicamente juntas de hormigonado y en lo que respecta al sistema de aislación, se emplearán tres tipos diferentes de aisladores en función de la geometría del edificio y las solicitaciones de cada soporte frente a sismo.

El diseño BIM del proyecto se realiza según las Normativas Chilenas BALIS, con un trabajo interactivo continuo entre los equipos de arquitectura, estructura e instalaciones. Esto permite llevar a cabo un chequeo semanal de las interferencias entre las distintas especialidades que garantice la viabilidad de la construcción en tiempo real. El proyecto se llega a solapar con la construcción por los plazos de aprobación de las autoridades chilenas, por lo que esta coordinación es de vital importancia para una correcta ejecución en obra.

Edificio de oficinas c/ Quintanadueñas, Madrid



Figura 1. Vista general del edificio.

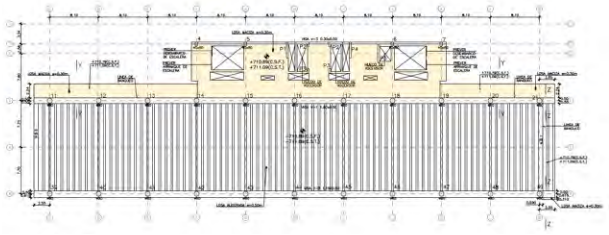


Figura 2. Planta tipo. geometría.

Lucía LÓPEZ DE ASIAÍN
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Director
llopez@pondio.com

Eva PAYÁ GARCÍA
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Ingeniero de Proyectos
epaya@pondio.com

Ignacio SANCHO MORAL
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Ingeniero de Proyectos
isancho@pondio.com

Beatriz RODADO
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Arquitecto técnico
brodado@pondio.com

Francisco FORT
Arquitecto
Fenwick Iribarren Arquitects
Estudio de arquitectura
f.fort@fi-a.com

Gustavo ZAPATERO
Responsable técnico
Inmobiliaria del Sur, S.A.
Propiedad
gzapatero@grupoinsur.com

Palabras clave: edificación, pretensado, voladizos, celosía metálica.

Resumen

Se trata de un edificio de oficinas situado en la calle Quintanadueñas de Madrid. Consta de dos niveles bajo rasante y cuatro sobre rasante, con una cubierta plana. Las plantas tipo están zonificadas, por una parte, el núcleo de comunicación, con sus ascensores y escaleras, y por otra parte la zona de uso administrativo.

Lo característico del edificio son las luces y voladizos a salvar de las plantas sobre rasante. Las luces entre pilares son de 8.10 x 9.5m, en el núcleo de comunicación y de 8.10 x 15.4m, en la zona de oficinas. Los voladizos van de los 3.1m hasta los 8m de longitud.

El forjado está formado por una losa de 0.30m maciza y pretensada, en la zona de comunicación, unida a una losa aligerada pretensada de 0.50m de canto, en el resto.

En el eje de las luces menores la losa está macizada a modo de viga y pretensada en un ancho de 1m, mientras que, en el eje de mayor luz, la losa está forjada por nervios pretensados de 0.30m de ancho cada metro. En alguna de las plantas, a continuación de la luz de 15.40, existen voladizos de 3.10m de longitud que has sido diseñados mediante una losa maciza de 0.30m de espesor, en la que se le da continuidad al pretensado de los nervios antes mencionados.

Las vigas y su pretensado que recogen los grandes voladizos tienen que adaptarse a los banqueos existentes debidos a las terrazas del edificio.

La planta cuarta al tener un voladizo de 8m, para evitar grandes espesores y deformaciones, se ha resuelto mediante una celosía metálica que une este forjado con el inmediatamente superior (planta cubierta) para poder soportar los esfuerzos del gran voladizo en conjunto.

Corona del Edificio Oeste del Estadio Santiago Bernabéu

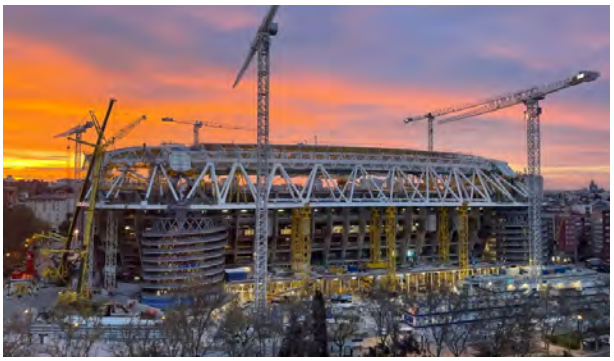


Figura 1. Montaje de la Corona.



Figura 2. Construcción de forjados de la Corona.

José MARTÍNEZ SALCEDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC Construcción, S.A
Jefe de departamento de Obras Especiales
JMartinez@fcc.es

Alejandro YUSTRES REAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
alejandro.yustres@mc2.es

Alberto CURBELO DÍAZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
alberto.curbelo@mc2.es

Santiago DEL RÍO RODRÍGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC Construcción, S.A
Jefe de proyectos
srior@fcc.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructura metálica, celosía espacial, uniones atornilladas, pórticos metálicos, apoyos especiales.

Resumen

La Corona es una celosía espacial que conforma el dintel superior del mega-pórtico compuesto por este elemento y las torres B y C. Las principales funciones de la Corona son la de permitir el cuelgue de la viga museo, servir de soporte a los forjados que van en su interior, permitir el apoyo de la nueva fachada exterior y materializar una coacción transversal para la nueva cubierta.

La celosía dispone de dos cordones inferiores, marcados por la posición de la fachada existente y la nueva fachada, y un cordón superior cuyo trazado en planta coincide con el cajón exterior de la nueva cubierta. Los cordones están formados por cajones metálicos armados, mientras que las diagonales verticales, que conforman dos planos de celosías tipo Warren, son tubos circulares laminados en caliente. La celosía que une los dos cordones inferiores es tipo Pratt, con diagonales y montantes materializados por vigas metálicas de doble T armadas. Todas las uniones entre elementos son atornilladas y se posicionan en el entorno de los nudos. La luz máxima en correspondencia con el cordón inferior interior es de 125 m, mientras que en el exterior es de 145 m dado que en el primero, el apoyo en las torres es doble en el plano interior y único en el exterior.

En el interior de la Corona se albergan dos forjados, uno a cota constante y ligeramente por encima del nivel de los cordones inferiores, y el superior, conocido como Skywalk, el cual tiene cota variable a lo largo del perímetro del estadio. Estos forjados se han materializado mediante pórticos metálicos y forjados de chapa colaborante. Los apoyos de estos pórticos permiten los movimientos necesarios para independizar estos elementos de las deformaciones globales de la Corona.

Torres del río, Málaga



Figura 1. Vista general del proyecto de las torres del río.



Figura 2. Vista general de la construccion de las torres del río.

Lucía LÓPEZ DE ASIAÍN
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Director
llopez@pondio.com

EVA PAYÁ GARCÍA
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Ingeniero de Proyectos
epaya@pondio.com

IGNACIO SANCHO MORAL
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Ingeniero de Proyectos
isancho@pondio.com

Beatriz RODADO
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Arquitecto técnico
brodado@pondio.com

Palabras clave: edificación, pretensado, voladizos, alta resistencia HA-60.

Resumen

Partiendo de las condiciones urbanísticas básicas que establece el Planeamiento, se configuran tres torres con una imagen unitaria y un similar programa interior y de viviendas.

La estructura de cada una de las tres torres se plantea mediante una retícula de pilares que no supera los 7,80 mts de luz, apta para un forjado de losa continua que permite una óptima distribución de plazas de aparcamiento en sótano. En la zona de sótano fuera de la huella de cada torre la retícula es más regular, con luces de 8,25 x 7,80 mts.

Por lo tanto, cada torre tiene dos sótanos, planta baja, planta 1ª a planta 21ª, planta casetones, planta técnica y planta servidumbre.

Para los forjados de sótanos y baja se han empleado losas macizas de hormigón armado de espesores que varían entre los 30,0, 35,0 y los 40,0 cm. y para el resto de los forjados se han empleado losas pretensadas de espesor 30 cm o variables de 40 a 20 cm. en función de los vuelos existentes, las luces y las cargas actuantes.

Las terrazas tienen una importancia prioritaria en este tipo de edificación, con vuelos, tamaños y disposiciones diferentes para no perder los espacios exteriores que representan y no consumir una edificabilidad residencial excesiva.

Los pilares de cada torre son de hormigón armado de resistencia HA-60, mientras que los pilares de la zona de sótano fuera de la huella de cada torre son de hormigón armado de HA-30.

Con el fin de soportar las acciones horizontales se han diseñado pantallas de hormigón armado de espesor 30 cm y una resistencia HA-35, situados en los núcleos.

Para la contención de tierras del nivel de sótanos se ha dispuesto un muro pantalla perimetral de 60 cm. de espesor, mediante anclajes. La cimentación prevista es profunda mediante pilotes.

Viga Museo del Edificio Oeste del Estadio Santiago Bernabéu



Figura 1. Izado de la Viga Museo con operación de Heavy lifting desde la Viga Corona.



Figura 2. Vista aérea general del Edificio Oeste.

José MARTÍNEZ SALCEDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC Construcción, S.A
Jefe de departamento de Obras Especiales
JMartinez@fcc.es

Alberto CURBELO DÍAZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
alberto.curbelo@mc2.es

Alejandro YUSTRES REAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
alejandro.yustres@mc2.es

Santiago DEL RÍO RODRÍGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC Construcción, S.A
Jefe de Proyectos. Servicios Técnicos
SRioR@fcc.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructura metálica, estadio, celosía Pratt, uniones atornilladas, uniones bulonadas.

Resumen

La Viga Museo completa la estructura del nuevo Edificio Oeste, sustentando 3 niveles de forjados: los dos niveles inferiores, interiores, albergan el nuevo museo del Real Madrid – de donde adquiere su nombre-; mientras que el nivel superior, exterior, se dedica a servicios de restauración.

La estructura de la Viga Museo se resuelve con dos megacelosías longitudinales tipo Pratt de 107 m de largo, un canto 10.5 m y separadas un ancho de 7.5m; con una modulación de montantes coincidente con el de las costillas existentes. Esta estructura cuelga de la viga Corona con un esquema que le garantiza un comportamiento perfectamente isostático, permitiendo su independencia estructural.

Los cuelgues se materializan mediante 'bielas', con uniones bulonadas con rótulas esféricas; ubicándose el punto fijo longitudinal en el centro de la estructura. La posición de estos cuelgues se ubica de forma que la relación entre el vano central y los voladizos laterales optimizan las leyes de esfuerzos, así como las deformaciones a lo largo de la estructura.

La comunicación de la Viga Museo con el estadio presenta un importante desafío, puesto que se deben absorber las grandes deformaciones verticales y horizontales que experimenta la Viga Museo y que surgen de la relativa flexibilidad vertical y torsional de la Viga Corona de la que cuelga. Se utiliza, para ello, unos forjados denominados basculantes, que permiten, mediante un sistema de biela deslizante, garantizar la comunicación a la vez que posibilitar dichos movimientos.

La ejecución de la Viga Museo se lleva a cabo con una operación de heavy lifting de la estructura completa previamente ensamblada bajo su posición definitiva. Paro ello, los gatos de izado se ubican sobre bastidores que permiten el ajuste longitudinal y transversal; y se utiliza un bastidor de transferencia de cargas, que permite ajustar el ancho de tiro al ancho de cuelgue.

Terminal “Heliosflora” del metro de Granada



Figura 1. Vista aérea de la terminal Heliosflora terminada.



Figura 2. Renderización de la terminal.

Manuel ESCAMILLA GARCÍA-GALÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director General
mescamilla@pontem.es

Tomás GARCÍA PÍRIZ
Doctor Arquitecto
Universidad de Granada
Profesor Titular
info@tomasgarciapiriz.com

José Antonio AGUDELO ZAPATA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director Técnico
agudelo@pontem.es

Triana SERRANO JIMÉNEZ
Arquitecta
Pontem Engineering Services S.L.
Directora de Arquitectura y Urbanismo
tserrano@pontem.es

Ainhoa MARÍN CAMERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Directora de Calidad y Medio Ambiente
amarin@pontem.es

Héctor BERNARDO GUTIÉRREZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director de Operaciones
hbernardo@pontem.es

Palabras clave: sostenibilidad, eficiencia energética, transporte público, cubierta verde, energía solar fotovoltaica.

Resumen

La Terminal “Heliosflora” del Metro de Granada es una edificación de nueva planta en el recinto de cocheras y talleres del metropolitano que, con sus nueve mil metros cuadrados de superficie cubierta, se diseña para proteger el material móvil y su zona de mantenimiento, configurándose a su vez como una cubierta fotovoltaica que suministra el 10% de la energía consumida por la Línea 1 y una cubierta verde con especies autóctonas de bajo mantenimiento que contribuyen a su integración en el paisaje periurbano de la Vega de Granada.

Con un diseño arquitectónico vanguardista, se persigue la restitución (en altura) y reinterpretación del tan característico paisaje de La Vega granadina, jalonada por parcelas agrarias de formas geométricas variadas, suaves pendientes y amplia gama de colores. La anterior dureza de la playa de vías desnuda se torna con ello en una muestra de arquitectura vernácula que se integra visualmente en el paisaje desde cualquier punto de vista en su derredor, sin renunciar a mostrar una morfología atrevida y contemporánea, rematada por la torre o “tótem” de acceso, de singular geometría.

Desde el punto de vista estructural, la mitad de las 120 columnas se cimientan aprovechando unos pilotes preexistentes para una cubierta ligera, con una mínima adaptación para satisfacer los requisitos de los Eurocódigos. Se dispone de un gálibo vertical de 8.2 m sobre las vías, con lo que se aborda el reto de diseñar una estructura elevada y con considerable peso propio en la cubierta, en una zona sísmica. Se diseñan estructuras prefabricables ligeras con uniones atornilladas, que se analizan también para poder ser desmontadas en el futuro, para y así facilitar su eventual reutilización. La obra se completó en el plazo de 12 meses, sin desviación presupuestaria y sin afección alguna al servicio.

XS. Proyectos de pequeña escala en acero, hormigón y madera

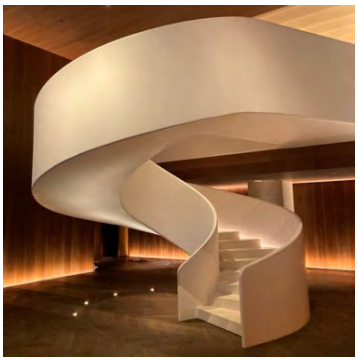


Figura 1. Escalera hotel Madrid Edition.



Figura 2. Hormigón. Capilla, Madrid.

Josué GARCÍA HERRERO
Arquitecto, Máster de estructuras
Bernabeu Ingenieros
jgh@bernabeu.net

Alfonso GONZÁLEZ FANJUL
Arquitecto, Máster de estructuras
Bernabeu Ingenieros
agf@bernabeu.net

Javier GÓMEZ MATEO
Arquitecto, Ing. edificación, Máster de estructuras
Bernabeu Ingenieros
jgm@bernabeu.net

Guillermo GONZÁLEZ SANZ
Dr. Arquitecto, Máster de estructuras
Bernabeu Ingenieros
ggs@bernabeu.net

Isabel SÁEZ ALONSO
Arquitecto, Máster de estructuras
Bernabeu Ingenieros
isa@bernabeu.net

Jorge BERNABEU LARENA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bernabeu Ingenieros
jbl@bernabeu.net

Alejandro BERNABEU LARENA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bernabeu Ingenieros
abl@bernabeu.net

Palabras clave: tamaño, pérgola, escalera capilla, mesa, cabaña, instalación, sostenibilidad, local.

Resumen

Los proyectos de pequeña escala presentan a menudo una mayor complejidad y singularidad que proyectos de mayor tamaño. La menor inversión económica que suponen, la mayor versatilidad que pueden ofrecer los requerimientos funcionales, y la menor envergadura general del proyecto, favorecen en estos casos la exploración de nuevos sistemas o configuraciones que luego pueden aplicarse en otros proyectos de mayor tamaño.

La ponencia presenta varios proyectos de pequeña escala realizados recientemente en acero, hormigón y madera, poniendo de manifiesto las particularidades y posibilidades de los distintos materiales para afrontar proyectos de menor tamaño.

En acero, las marquesinas y pérgolas de las plazas de Pignatelli y Salamero, en Zaragoza, ponen de manifiesto la relevancia de las cargas de viento en este tipo de estructuras exteriores, y la importancia de la configuración y el cuidado de los detalles. En el espacio de acceso e información de Centro Centro, en Madrid, las grandes cortinas y la lámpara central cuelgan de la estructura existente mediante un juego de tirantes inclinados que aseguran su estabilidad. Por último, la icónica escalera helicoidal del lobby de acceso del hotel Madrid Edition muestra la versatilidad de la estructura metálica en geometrías complejas.

Dos piezas singulares en hormigón para un jardín privado, una pequeña ermita y una mesa en voladizo que juega con la idea de inestabilidad, suponen por su pequeña escala un reto constructivo de encofrado, armado y hormigonado.

En madera, en la renovación de una pequeña cabaña en Escocia, se utiliza la madera local de alerce y abeto Douglas proveniente del bosque de al lado, para dar forma a una singular estructura de cubierta, con un gran pilar central inclinado que configura el espacio interior de la cabaña. Para terminar una instalación para una exposición en Barcelona, construida íntegramente con madera de pino de la isla de Mallorca, propone una reflexión sobre la importancia de diseñar y construir con lo disponible, conscientes de que los recursos son limitados, y de hacer un uso responsable y eficiente de ellos.

Edificios de estructura suspendida. Evolución en España y en el ámbito internacional

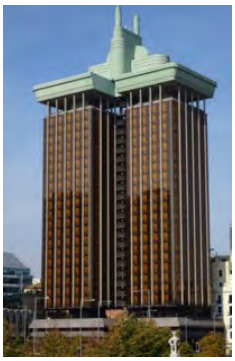


Figura 1. Edificio Torres de Colón. Madrid.



Figura 2. Museo de Arte de Sao Paulo.

Jesús GÓMEZ HERMOSO
Dr. Ingenieros de Caminos, C y P
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Contratado Doctor
jesusgomezhermoso@gmail.com

Palabras clave: edificios suspendidos, edificios colgados, edificios apoyados, edificios altos, pretensado en edificación.

Resumen

Esta ponencia es el resultado de una investigación realizada en el curso 2019-2020 por Lucía Tarifa Lara y Jesús Gómez Hermoso en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

En el trabajo se estudian los edificios suspendidos construidos en España entre los años 1961 y 2008, así como otros construidos en el resto del mundo entre los años 1964 y 2018.

Estos edificios, denominados con carácter general como "suspendidos", tienen la característica común de apoyar toda la estructura en núcleos verticales que constituyen núcleos y transmitir el resto de la carga de los forjados a los mismos a través de elementos de cubierta o de apoyos intermedios, pero sin transmitir en ningún caso las cargas verticales directamente al terreno a través de pilares.

Los edificios suspendidos se han clasificado en tres grupos: "colgados", que son aquellos que transmiten la carga de los forjados a elementos estructurales de cubierta a través de tirantes; "apoyados", que son los que transmiten dichas cargas de los forjados al núcleo a través de grandes vigas situadas en alturas intermedias; y "otros" con aquellos que tienen soluciones mixtas o bien transmiten las cargas a través de arcos u otros elementos estructurales singulares.

En este trabajo se realiza un estudio de la evolución en el tiempo de las tipologías estructurales, los materiales empleados en general y, en particular, en los tirantes y en las cabezas de los edificios colgados y en las vigas de transferencia de los edificios apoyados, la evolución de los procedimientos de construcción empleados, distribución geográfica mundial, evolución de la altura sobre rasante, del número de plantas suspendidas y de la esbeltez.

Edificio multifuncional en la calle Fúcar nº6 y Costanilla de los Desamparados nº15 (distrito centro) Madrid



Figura 1. Renderización del edificio.

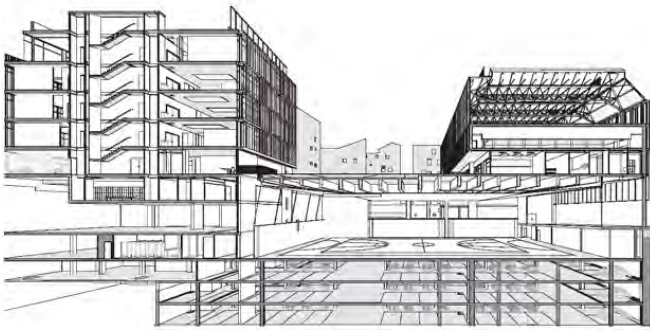


Figura 2. Sección del edificio.

Eduardo ROMERO REY
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Departamento de Edificación
err@fhecor.es

Daniel JIMENEZ NUERO
Ingeniero de Edificación
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Jefe de Proyecto
djn@fhecor.es

Alvaro HERNANDEZ LOPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Ingeniero de Proyecto
ahl@fhecor.es

Palabras clave: multifuncional, polivalente, dotacional, público, vaciado, mixta, postensado.

Resumen

El nuevo edificio multifuncional ubicado en el conocido barrio de las Letras de Madrid albergará una escuela infantil, un centro de mayores, un polideportivo con piscina cubierta, un aparcamiento para residentes, un cantón de limpieza y una plaza pública. Una nueva plaza de acceso público servirá para conectar las distintas instalaciones, que sumarán 18.000 m construidos y estarán repartidas en once alturas.

De las varias tipologías estructurales que componen el edificio destacan por su complejidad tres de ellas: el vaciado de la parcela, el forjado mixto que soporta la plaza pública y sirve de techo al polideportivo, y la estructura postesada sobre la que se sustenta el bloque de la piscina.

En la parcela se realiza una excavación al abrigo de pantallas de pilotes para 4 sótanos, en general. El vaciado se proyecta con el sistema tradicional descendente, colocando arriostramientos metálicos provisionales según se excava. Destaca la longitud de los codales centrales de 45 m.

La cubierta del pabellón deportivo es una plaza pública. La superficie diáfana del pabellón, unida a las cargas impuestas por el uso de la cubierta, con jardineras y tierras, han condicionada una solución que se ha resuelto con un forjado mixto de vigas metálicas de 25m de luz y losa de hormigón armado.

El bloque de la piscina, elevado sobre la calle y apoyado únicamente en 4 pilares apantallados, se compone de dos vigas postesadas de 47m de longitud total, con un tramo central entre pilares de 25m y dos voladizos laterales de hasta 11m. Los vasos de las piscinas y las losas de forjado se apoyan sobre unas vigas secundarias de hormigón armado de aproximadamente 20m de luz.

Para facilitar la coordinación entre disciplinas y la integración de los diferentes usos de que dispone el edificio se realizó mediante la metodología BIM.

Principios de diseño de la nueva estructura de las Torres Colón



Figura 1. Cimentación flotante del núcleo de ascensores.



Figura 2. Refuerzo de la zapata.

Juan Carlos ARROYO PORTERO
Dr. Ingeniero de caminos
Calter ingeniería
Presidente
jcarroyo@calter.es

Jesús ÁLVAREZ FERNÁNDEZ
Arquitecto Técnico e Ingeniero de la Edificación
Calter Ingeniería
Responsable de Área Asistencia en Obra
jalvarez@calter.es

Luis LOZANO BODEGUERO
Arquitecto
Calter ingeniería
Jefe de proyectos edificación
llozano@calter.es

Ignacio GARCÍA ARBETETA
Arquitecto técnico
Calter ingeniería
Responsable Área Edificación
igarcia@calter.es

Palabras clave: Javier Manterola, tirantes postesados, refuerzo de tirantes, cimentación flotante, BIM estructural, análisis tipológico, refuerzo de zapatas, zapatas postesadas, flecha horizontal, postesado vertical, rótulas.

Resumen

La estructura de las nuevas Torres Colón parte de la original maravilla estructural fruto del trabajo de ingeniería de la oficina CFC y, especialmente de Javier Manterola.

La motivación principal de las decisiones es el máximo respeto por la idea estructural original de las torres colgadas, patrimonio madrileño.

Las ideas rectoras de la actuación que dan lugar a multitud de decisiones son dos: Revisar el estado de la estructura de forma intensiva para garantizar que las actuaciones son posibles; Elevar la construcción cinco alturas, tal y como el proyecto de LVA determina.

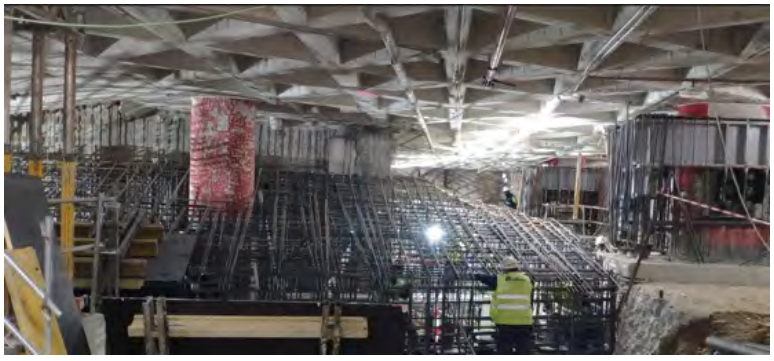
La primera idea rectora da lugar a una importante reparación de la cimentación y al retesado de los tirantes a un nivel que garantice la compresión de los mismos.

La segunda idea rectora da lugar a la mayor actuación pues la remonta determina varias actuaciones importantes:

- La construcción a cien metros de altura de cinco plantas apoyadas únicamente en los dos núcleos existentes.
- La construcción de un núcleo exterior que ayuda a las torres a soportar las acciones del viento (una flexión que duplica la original). La cimentación flotante de dicho núcleo en el sótano -1 por la imposibilidad arquitectónica de bajar el núcleo hasta cimentación.
- El refuerzo de las estructuras existentes, núcleos y cimentación para soportar el incremento de esfuerzos.
- La ejecución de vestíbulos entre torres y núcleo que permita vincular los esfuerzos horizontales y no los verticales.

Proceso constructivo del refuerzo del núcleo y su cimentación de las Torres Colón





Figuras 1 y 2: Diferentes vistas del armado.

Jesús ÁLVAREZ FERNÁNDEZ
Arquitecto Técnico e Ingeniero de la Edificación
Calter Ingeniería SA
Responsable de Área Asistencia en Obra
jalvarez@calter.es

Juan Carlos ARROYO PORTERO
Ingeniero de Caminos, doctor en Arquitectura
Calter Ingeniería SA
Presidente
jcarroyo@calter.es

Julián FERNÁNDEZ REJAS
Arquitecto Técnico e Ingeniero de la Edificación
Calter Ingeniería SA
Técnico de Área de Asistencia en Obra
jfrejas@calter.es

Palabras clave: micropilotes, cimentación postesada, refuerzo de núcleo, postesado vertical, conexión de estructuras.

Resumen

La estabilidad estructural ante esfuerzos horizontales de viento es una de las premisas más limitantes del proyecto de rehabilitación de las Torres Colón.

La necesidad de resistir dicho incremento no se resuelve únicamente mediante un nuevo núcleo vertical de ascensores (tercera pata del sistema global) sino que es necesario un importante refuerzo de los núcleos existentes y de su cimentación.

En esta presentación se explica el planteamiento teórico del proceso constructivo de la cimentación y refuerzo del núcleo existente de ambas torres, así como el relato de las dificultades reales del proceso finalmente ejecutado: las complejas situaciones por el escaso gálibo de los seis sótanos y las difíciles condiciones de postesado de zapata y núcleo.

Todas las actividades llevadas a cabo han supuesto un reto constructivo y de cumplimiento del plazo y el presupuesto: las patologías de la cimentación existente, la ejecución de micropilotes, la creación y postesado de la zapata-encepado envolviendo el núcleo actual, la conexión de la nueva zapata y el núcleo existente, el refuerzo del núcleo y el postesado vertical, han generado un interesante proceso constructivo.

Proceso constructivo del nuevo núcleo de ascensores en Torres Colón



Figura 1. Arranque de núcleo de ascensores.



Figura 2. Muros de núcleo.

Julián FERNÁNDEZ REJAS
Arquitecto Técnico e Ingeniero de la Edificación
Calter Ingeniería SA
Técnico de Área de Asistencia en Obra
jfrejas@calter.es

Jesús ÁLVAREZ FERNÁNDEZ
Arquitecto Técnico e Ingeniero de la Edificación
Calter Ingeniería SA
Responsable de Área Asistencia en Obra
jalvarez@calter.es

Juan Carlos ARROYO
Ingeniero de Caminos, doctor en Arquitectura
Calter Ingeniería
Presidente
jcarroyo@calter.es

Susana GONZÁLEZ GARCÍA
Arquitecta
Calter Ingeniería S.L.
Coordinadora BIM estructuras
sgonzalez@calter.es

Palabras clave: Torres Colón, refuerzo, cimentación, apeo, pantallas, micropilotes.

Resumen

La construcción de un núcleo de ascensores exento de la construcción original no solo responde a la necesidad de implantar de forma estratégica la dotación básica de accesibilidad y comunicación vertical del edificio mediante un núcleo de ascensores externos a la superficie de uso útil, sino que se sirve de dicha necesidad para desarrollar la solución perfecta a fin de dar respuesta a las nuevas tensiones originadas por viento sobre las fachadas de remonta proyectadas.

Un tercer apoyo fundamental para garantizar el funcionamiento y estabilidad estructural del conjunto edificatorio cuya cimentación no carece de dificultad técnica, condicionada por el máximo aprovechamiento de una superficie de uso de aparcamiento mermada, ya de por sí y, que imposibilita una cimentación convencional.

El proceso constructivo de refuerzo de estructura y cimentación existente, la imposibilidad de su llegada la cimentación natural, la construcción de la cimentación flotante en el sótano -1, la ejecución de los forjados de vestíbulo, fundamentales para vincular los tres núcleos frente a acciones horizontales, pero su desvinculación a efectos de transmisión de cargas verticales, así como la simultaneidad de su ejecución con el resto de trabajos plantea un reto en sí misma, jugando un papel fundamental la metodología BIM implantada en el proyecto.

El proceso abarcará el refuerzo de cimentación en los pilares sustentantes de la nueva estructura, la ejecución de vigas de gran cando en sótano -1 que sustentan las pantallas de la nueva torre y la afección al resto de trabajos de estos trabajos con el resto de los desarrollados en niveles inferiores.

Facultad de Medicina y Ciencias de la Salud de la Universidad de Chipre (Nicosia)



Figura 1. Vista desde el exterior del estructura.



Figura 2. Vista desde el interior de la estructura completa.

Fernando MEDINA REGUERA
Ingenieros de Caminos
Next Force
Director
fer.medina@nextforce.es

Federico PALAZÓN GARRIDO
Ingeniero de Caminos
Next Force
Jefe de Proyectos
fede.palazon@nextforce.es

Antonio GONZÁLEZ LIÑÁN
Arquitecto
SV60 Arquitectos
Director
sv60@agcordon.com

Palabras clave: mixtas, celosía, pasarela, forjado ligero, análisis sísmico, diseño de uniones.

Resumen

Con unas dimensiones generales de 70 m × 45 m y un atrio interior de 44 m × 24 m, este edificio cuenta con cuatro plantas sobre rasante, una planta parcialmente semienterrada y un nivel completamente subterráneo.

Concebido con un esqueleto principal mixto —núcleos de hormigón, cerchas metálicas y forjados aligerados— se diseñaron tres bloques estructurales con conceptos distintos, conectados rígidamente entre sí.

El Bloque de Núcleo de Hormigón (CCB, por sus siglas en inglés), con muros de contención de dos niveles de altura en tres de sus cuatro lados, está compuesto por pilares de hormigón y dos núcleos estructurales de hormigón (10 m × 4 m), con espesores de entre 25 y 40 cm, que sustentan un forjado aligerado tipo bubbledeck con luces de hasta 10 m, y voladizos adicionales de 1,5 m y 3 m destinados al soporte de la fachada de aluminio y a la formación del pasillo del atrio en cada planta. Únicamente se han dispuesto cuatro muros de cortante de 2,5 m de ancho, 40 cm de espesor y cuatro plantas de altura, que actúan como elementos de anclaje al bloque adyacente del edificio.

En el extremo opuesto, se encuentra una Cercha Doble en Voladizo (DOT), que junto con dos núcleos de hormigón, soporta dos cerchas principales de 45 m de longitud y tres niveles de altura.

Entre estos sistemas se ubican las Cerchas de Conexión (BT), consistentes en dos cerchas de 30 y 40 m de longitud, 15 m de ancho y cuatro niveles de altura. Estas se apoyan, por un lado, sobre delgados muros de cortante de hormigón en el CCB, y por el otro, sobre la cercha en voladizo del extremo opuesto. Este esquema estructural genera efectos complejos de tracción axial en los forjados, torsión y cortante en las cerchas, requiriendo un análisis tridimensional detallado y global de todos los elementos estructurales.

El atrio interior está atravesado por cinco pasarelas peatonales compuestas, de 25 m de longitud cada una, conformadas por vigas gemelas en doble T. Estas conectan diferentes niveles del edificio y se apoyan sobre apoyos compuestos, en voladizo desde las cerchas de conexión.

Cubierta X-Madrid



Figura 1. Vista aérea X-Madrid.



Figura 2. Vista desde interior de estructura metálica.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Javier MARTÍNEZ APARICIO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de Proyectos, Madrid
jmartinez@arenasing.com

Santiago GUERRA SOTO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Internacional
sguerra@arenasing.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jgonzalez@arenasing.com

Palabras clave: Gridshell, estructura textil, estructura acero, form-finding, parametric design.

Resumen

X-Madrid es un espacio innovador y creativo creado a partir de la reforma de un centro comercial previo en Alcorcón, Madrid. Uno de los elementos más singulares de esta renovación ha sido la construcción de una nueva cubierta de 75 m de diámetro (4400 m^2) para proteger la plaza de entrada.

Merlin Properties y el equipo de arquitectura a cargo de la renovación de centro, B+R Arquitectos, contactaron con Arenas & Asociados desde las primeras etapas de estudio para formar parte del proceso de concepción, diseño, proyecto y construcción de esta singular pieza.

El nuevo concepto de plaza consiste en un gran hall cubierto y protegido de los elementos en donde los visitantes pueden pasear al aire libre, relajarse en cualquiera de las cafeterías o restaurantes presentes en el perímetro, o asistir a uno de los eventos que tienen lugar en la zona central. Debido a esto, la escala humana y el ritmo de los elementos en una estructura tan grande ha resultado un punto clave desde los primeros bocetos.

El proceso de diseño, que implicó un esfuerzo de parametrización geométrico y analítico de alto detalle y la realización de ensayos con túneles de viento, tuvo como resultado una solución híbrida que combina el uso de un gridshell metálico como estructura primaria, y unos conoides textiles de altas prestaciones con bastones flotantes como elementos secundarios.

El conjunto de la cubierta descansa sobre un sistema de triangulación Warren perimetral que se apoya puntualmente en unos plintos de hormigón. El flujo de reacciones atraviesa la losa del suelo, una planta de aparcamiento inferior, y finalmente llega al terreno.

Tras completar los trabajos de supervisión de ejecución e inaugurar en noviembre de 2019 podemos afirmar que el diseño ha cumplido con los requerimientos económicos, estructurales, funcionales y de integración, siendo un icono para X-Madrid.

The Reserve (Gibraltar)



Figura 1. Residencial The Reserve.

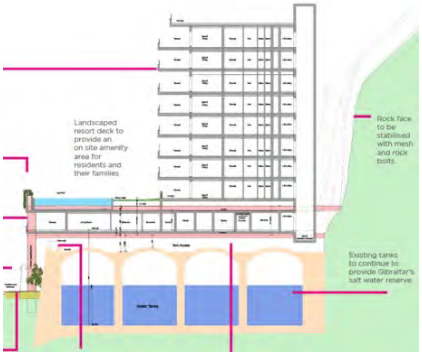


Figura 2. Sección edificio sur.

José SORIANO MARTIN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Jefe de Equipo
jsm@fhecor.es

Rafael MORENO PEREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Jefe de Equipo
rmp@fhecor.es

Fernando BRAVO NOTARIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Departamento de Edificación
fbn@fhecor.es

Angel PARDILLO MOÑUX
Arquitecto
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
BIM Manager
anpm@fhecor.es

Palabras clave: BIM, edificios grandes luces, cerchas estructurales.

Resumen

La solución estructural concebida para el complejo residencial THE RESERVE, situado en Gibraltar, es inusual y responde a los condicionantes del emplazamiento.

El edificio de nueva construcción se ha proyectado sobre unos depósitos de agua históricos construidos hacia 1860 y que deben respetarse, por lo que la estructura debe puentearlos, apoyando a ambos lados.

Para ello se han diseñado unas cerchas de 50.00m de luz, separadas aproximadamente 5.00m y de canto el equivalente a dos niveles (aproximadamente 6.50m). Sobre estas cerchas se levantan un total de 8 niveles y cubierta resueltos con estructura de hormigón.

Las cerchas apoyan en un extremo sobre pilares ubicados a lo largo de la calle Europa Road cimentados mediante micropilotes y en su extremo opuesto sobre unos nichos excavados sobre la roca del peñón.

Estos condicionantes ha supuesto importantes retos y obligado a tomar decisiones en el diseño estructural. La estructura sobre las cerchas se ha concebido como una estructura aporticada de hormigón, sin la introducción de núcleos rígidos que sobrecargarían más unas cerchas que otras con efectos perjudiciales. El diseño de las cerchas, orientado a simplificar las conexiones y respetar los condicionantes arquitectónicos, así como el diseño de la estructura de hormigón sometida a importantes asientos (y giros) diferenciales debido a las deformaciones de las cerchas que las sustentan han sido los principales retos del diseño sumado a la ubicación de la estructura en una zona con sismicidad moderada.

El Halo, un nuevo ascensor urbano y pasarela en Vigo



Figura 1. Vista del HALO desde el interior.



Figura 2. Vista aérea del HALO acabado.

Miguel SACRISTÁN MONTESINOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director, Santander
msacristan@arenasing.com

José Ramón GONZÁLEZ CALVO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Ingeniero Estructural
jrgonzalez@arenasing.com

Carlos D. ALONSO VELASCO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
calonso@arenasing.com

Aleixandre MOURIÑO FERNÁNDEZ
Arquitecto
AM2 arquitectos
Director
info@am2arquitectos.com

Jose Carlos NUNES DE OLIVEIRA
Arquitecto
NOARQ
Director
noarq@noarq.com

Palabras clave: ascensor, pasarela curva, vidrio, solid surface, celosía espacial.

Resumen

El HALO en Vigo, es una nueva pasarela y ascensor urbano resultado de un concurso de diseño.

Salva un desnivel de más de 40 m conectando barrios y dando acceso a la nueva plaza de la cubierta de la estación intermodal, al cruzar sobre la autovía AP-9 de acceso a Vigo. Sus elementos principales son una torre de ascensores y una pasarela circular de 84 m de diámetro con dos caminos divergentes. Formalizando un paseo y un mirador sobre la ría, al tiempo que permite dos brazos independientes, uno cubierto y resguardado de la lluvia y el otro abierto al paisaje.

La estructura está formada por una celosía espacial de acero de sólo tres apoyos, con dos vanos principales curvos de aproximadamente 80 m. La celosía de acero tiene dos secciones transversales diferentes, una viga cerrada convencional al Oeste, mientras que la pasarela cubierta Este tiene una sección transversal asimétrica con una única celosía externa y una sección transversal en C con techo voladizo y una abertura interior que permite vistas ininterrumpidas en esta dirección. La torre incluye dos ascensores y está realizada en hormigón con sección transversal en forma de C, abriendo la vista hacia el norte. Dos ascensores permiten desplazamientos más rápidos y evacuaciones de emergencia entre cabinas. La piel arquitectónica está formada por dos materiales. El *solid surface* blanco en las zonas opacas, y vidrio laminado templado estructural curvo en las zonas traslucidas que permiten las vistas y la iluminación nocturna dinámica del conjunto en tiempo nocturno. El resultado es un conjunto arquitectónico funcional que potencia la movilidad sostenible, pero que a su vez creo un volumen estructural escultórico que se recorre, y enriquece la experiencia de cruce.

Diseño de un hospital con aislación sísmica en Sullana, Perú

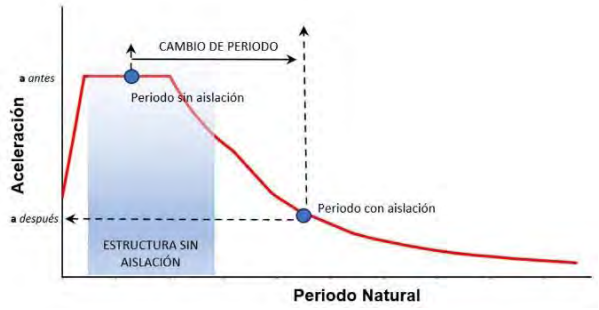


Figura 1. Aceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura con aislación sísmica.

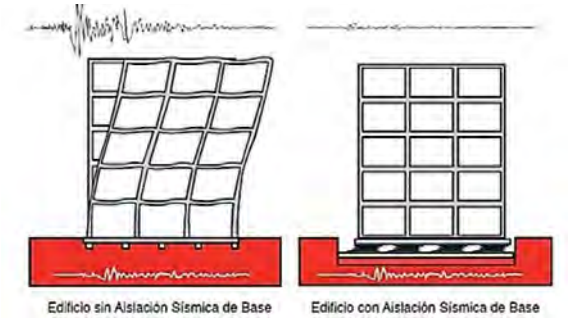


Figura 2. Desplazamiento sin y con aislación sísmica de base.

Dorota GORECKA AGUIRRE
Ingeniera Civil
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de proyectos
dorota.gorecka@idom.com

Nicolás ESPINO ESPÍNDOLA
Ingeniero Civil
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de proyectos
nicolas.espino@idom.com

César CARPIO PACHECO
Maestro en ingeniería estructural
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de proyectos

Palabras clave: diseño sísmico, aisladores de base, elastoméricos, péndulos de fricción.

Resumen

El Hospital de Sullana en Perú está formado por un cuerpo principal apoyado sobre aisladores sísmicos y otros cuerpos secundarios destinados para cuatros técnicos. La estructura principal tiene dimensiones en planta de 142m x 60m, cuenta con 4 niveles sobre rasante y un sótano reservado para colocación de los aisladores.

El edificio está ubicado en zona 4 (fuertemente sísmica) y por ser un establecimiento de sector salud se clasifica dentro de categoría A1. Para estas condiciones, la normativa peruana permite escoger cualquier sistema estructural siempre y cuando se cumpla es requisito de aislamiento sísmico. Para la estructura principal se optó por utilizar un sistema de pórticos de hormigón armado con losas cumpliendo la función de diafragmas rígidos.

La subestructura está constituida por una losa de cimentación en toda la huella del edificio. Sobre la platea se disponen los pedestales que alojan los aisladores sísmicos.

El sistema de aislación consta de 180 aisladores elastoméricos, 144 de ellos con núcleo de plomo. El uso de aisladores en base permitió un aumento significativo del periodo propio de la estructura alejándolo del rango de periodos que introducen mayores cantidades de energía en la estructura. Por utilizar esta solución estructural se cuenta con desplazamientos significativos de todo el bloque de cuerpo principal. Eso creó una junta sísmica de gran tamaño entre el cuerpo principal y las estructuras secundarias, las cuales se resolvieron con tipologías tradicionales, no aisladas.

Proyecto estructural de obra nueva Markham College Ecosystem, Lima, Perú



Figura 1. Vista del School Building.

Carlos CASTAÑÓN JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Director de estructuras
ccastanon@idom.com

HÉCTOR MINDER RODRÍGUEZ
Ingeniero Civil
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de Proyectos
hminder@idom.com

ALDO RODRIGO REBAZA SMITH
Ingeniero Civil
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de Proyectos
arebaza@idom.com

Romina GONZÁLEZ
Ingeniera Superior Industrial
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de Proyectos
romina.gonzalez@idom.com

Palabras clave: obra nueva, diseño sísmico, estudio de confort, vibraciones, construcción, hormigón armado, estructura metálica, perú, retracción, cimentaciones.

Resumen

La nueva sede del Colegio Markham en Lima, Perú, diseñada por IDOM y Rosan Bosch Studio, está concebida como un ecosistema educativo diseñado para crear espacios flexibles de aprendizaje enfocados en la sostenibilidad y enseñanza en los espacios exteriores.

El complejo consta de 7 edificios, una pasarela peatonal con dos niveles transitables y dos cubiertas ligeras metálicas, sumando 28000 m² construidos.

La materialidad y la tipología de las estructuras son variadas: se han diseñado edificios de hasta 3 niveles sobre rasante y un nivel de sótano, en estructura metálica, hormigon armado y mezcla de ambos, con diversas tipologías de sistemas sismo-resistentes (basadas en muros de cortante o pórticos arriostrados).

Los desafíos de la disciplina estructural han sido: la interacción iterativa inter-disciplinas que converja en un diseño que satisfaga las exigentes condicionantes sísmicas peruanas; el diseño de las interfases entre estructuras con distintas materialidades, análisis sísmico horizontal y vertical, estudio de confort por vibraciones para grandes luces, estructuras postesadas, retracción en losas de gran tamaño, entre otros.

De especial interés son: el Edificio del Sport Court, cuya cubierta tiene 24m de luz libre soportado por cerchas metálicas unidireccionales bi-apoyadas y proyectada para uso deportivo, por lo que fue necesario realizar un estudio de confort de acuerdo a la Guía 11 de Diseño de Acero AISC; los edificios Community, en los cuales la suma de los efectos de la retracción y el sismo son determinantes en el diseño de losas, muros y cimentaciones, por lo que se desarrolla una metodología que conjuga ambos efectos en modelos de comportamiento no lineal para simular la interacción suelo-cimentación.

En este artículo se presentan los puntos más interesantes de las diferentes etapas del proyecto, haciendo hincapié en los aspectos más singulares.

Proyecto y obra de un hospital y un laboratorio en Gambia



Figura 1. Estado actual de la obra del hospital.



Figura 2. Montaje de la estructura metálica de cubierta.

Esteban HUICI MESEGUER
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de proyectos
ehuici@idom.com

Xavier MAS GARCIA
Arquitecto
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Responsible de estructuras
xavier.mas@idom.com

Palabras clave: estructura de hormigón; estructura metálica; construcción en país en desarrollo.

Resumen

Los complejos del National Emergency Treatment Center y el Food and Drug Quality Control Laboratory en Gambia son de nueva construcción y suponen una notable mejora en la infraestructura sanitaria del país. El primer complejo corresponde a un hospital con una cuya suma de todos sus módulos asciende a una superficie de 9700 m^2 mientras que el segundo corresponde a un laboratorio de 3300 m^2.

Ambos edificios cuentan con una tipología estructural de pórticos de hormigón armado en las dos direcciones y una crujía típica de 3.5x7 m lo que minimiza las dimensiones de las vigas y los pilares. Las edificaciones, de una o dos alturas sobre rasante, cuentan con una estructura metálica sobreelevada que hace la función de una segunda piel con el fin de mejorar el confort térmico del edificio y priorizar la ventilación natural. La cubierta metálica se materializa en una serie de cerchas paralelas unidas por correa y una chapa plegada en su parte superior.

La singularidad de esta obra de edificación radica en su ubicación en Gambia, donde la búsqueda de soluciones sencillas es una necesidad imperante. La construcción está siendo llevada a cabo por una empresa constructora de la India que importa la mayor parte de los materiales, mientras que la mano de obra es local, y aunque es económica, carece de especialización. Sin embargo, destaca la prioridad en minimizar el mantenimiento de la infraestructura finalizada, así como la optimización de los materiales empleados. Esta amalgama de circunstancias ofrece un retrato fascinante de la adaptación creativa y los desafíos inherentes a la construcción de infraestructuras vitales en entornos de recursos limitados.

Reforma del Estadio Santiago Bernabéu (Madrid). Nuevo Edificio Este

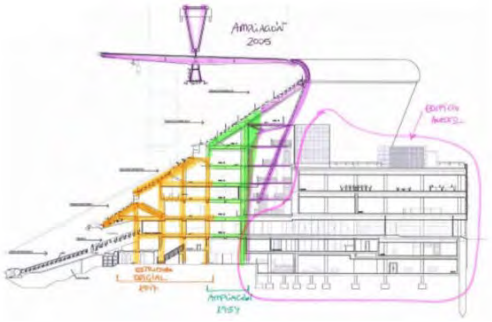


Figura 1. Sección transversal de graderío este antes de la remodelación.



Figura 2. Vista general del lateral sur del Edificio Este.

Eduardo ROMERO REY
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Director Departamento de Edificación
err@fhecor.es

Jose Miguel HARO TORNERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Ingeniero de proyecto
jmht@fhecor.es

Elena HORTIGÜELA PÁRAMO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Jefe de Equipo
ehp@fhecor.es

Palabras clave: estructura metálica, vibraciones.

Resumen

El nuevo Edificio Este dentro del proyecto de Reforma del Estadio Santiago Bernabéu se encuentra en el lateral de la calle Padre Damián y viene a ocupar el espacio del Edificio Anexo existente, previa demolición de éste.

El Estadio ha venido sufriendo diversas remodelaciones desde su construcción en el año 1947, en las cuales se han ido añadiendo ampliaciones hasta la última en el año 2005. Es esta última ampliación la que se demuele, incluyendo Edificio Anexo, fachada, nivel de gradas y cubierta, para dejar el espacio donde se proyecta la nueva ejecución de cuatro niveles de sótano bajo rasante y el nuevo Edificio Este objeto de este documento.

El nuevo Edificio Este arranca sobre el nivel de calle del nuevo aparcamiento y se plantea independiente de la estructura existente, quedando separada de esta mediante juntas.

El edificio principalmente consiste en un gran núcleo de comunicación dividido en 11 niveles donde se generan flujos de circulación de personas a través de escaleras, convencionales y mecánicas, y núcleos de ascensores. Adicionalmente, se genera un gran espacio comercial y zonas para albergar instalaciones, así como dos nuevos anfiteatros de gradas.

La estructura se resuelve mediante estructura metálica y forjados de chapa colaborante, con pórticos en cada una de las alineaciones principales. El nivel superior queda rematado por la llamada Viga Corona consistente en una celosía tridimensional cuyo desarrollo se prolonga hacia el Norte y Sur fuera de la huella del propio edificio. Esta celosía apoya en cada uno de los pórticos del edificio, en estructuras tipo "árbol" y en dos grandes pórticos que quedan integrados pero no conectados con la estructura existente.

En ambos extremos, Norte y Sur, se plantan núcleos de hormigón en toda su altura que dotan de rigidez al edificio frente a acciones horizontales.

Reforma Estadio Santiago Bernabéu. Estructura soporte de fachada



Figura 1. Detalle de apoyo de costillas de fondo en puntales provisionales.

Eduardo ROMERO REY
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Director Departamento de Edificación
err@fhecor.es

Elena HORTIGÜELA PÁRAMO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Jefe de Equipo
ehp@fhecor.es

Rodrigo BURGOS VALVERDE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Ingeniero de proyecto

Palabras clave: estructura metálica, movimientos, proceso constructivo.

Resumen

La subestructura de fachada tiene como función el soporte de las lamas de revestimiento del perímetro del Estadio.

La fachada se divide en tres zonas: el sofito, entendido como la superficie inferior de fachada que se conecta con la estructura del estadio, la fachada, y la visera entendida como la zona superior por encima del corte del Skywalk.

Esta subestructura de fachada se resuelve en su totalidad mediante estructura metálica articulada en forma de "costillas" verticales donde se conectan los bastidores de las lamas.

La carga gravitatoria de cada una de las costillas queda suspendida de su conexión superior, mientras que para acciones horizontales el apoyo se materializa en este mismo apoyo superior e inferiormente en un puntal que forma parte de la estructura del sofito. Eventualmente, en el Este, con mayor altura, se disponen puntales intermedios adicionales.

En las zonas de las torres, la fachada las rodea sin apoyar inferiormente en ellas descargando en los laterales mediante el arco formado por el sofito.

Los puntos de apoyo de esta estructura han condicionado enormemente su diseño. Por una parte, en los laterales Este y Oeste, los apoyos se materializan en las vigas corona, Edificio Este y costillas de hormigón existentes, todos ellos con movimientos relativamente comedidos, mientras que en los fondos Norte y Sur el apoyo inferior se realiza en las costillas existentes mientras que el superior se conecta a la cubierta, donde se esperan grandes desplazamientos en las tres direcciones.

Esta circunstancia ha generado el diseño de cuatro grandes juntas, no solamente en toda la vertical de la fachada sino en el forjado del Skywalk.

Igualmente, el proceso constructivo de la propia cubierta, con maniobras que implicaban grandes desplazamientos, y la recuperación progresiva de su contraflecha han derivado en un proceso constructivo particularizado para el montaje de la fachada.

Reforma Estadio Santiago Bernabéu. Estructura soporte del videomarcador



Figura 1. Diseño final del videomarcador.

Eduardo ROMERO REY
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Director Departamento de Edificación
err@fhecor.es

Tejani EL BANNOUDI
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Ingeniero de proyecto
teb@fhecor.es

Rodrigo BURGOS VALVERDE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Ingeniero de proyecto

Palabras clave: estructura metálica, colgada, izado, deformaciones.

Resumen

El videomarcador del Estadio Santiago Bernabéu está compuesto por un halo 360º orientado hacia el campo, con una altura estándar de 6.58 m y máxima de 10.95 m. Además, se disponen 10 pantallas adicionales dirigidas hacia los graderíos. La superficie total es de más de 3700 m².

Para soportar el videomarcador se ha diseñado una estructura suspendida desde la cubierta, que se dividen tipológicamente en tres partes:

- Estructuras de fondos: Están suspendidas de las cerchas principales de la cubierta. Los movimientos de estas cerchas son relativamente uniformes, por lo que no afectan significativamente a la calidad de imagen de los paneles del videomarcador. La estructura está formada por pórticos colocados cada 6 metros, suspendidos en dos puntos coincidentes con los nudos de las cerchas principales. Estos pórticos se conectan mediante vigas transversales, sobre las cuales descansan las pasarelas de mantenimiento y las instalaciones.
- Estructuras de laterales. Están colgadas de las cerchas de rodadura de la cubierta, por las cuales se desplaza la cubierta retráctil. Las diferentes posiciones de la retráctil producen deformaciones muy variables en estas cerchas y han condicionado el diseño de la estructura de soporte del videomarcador para evitar estas afecten a la calidad de la imagen.
  Para cumplir con los condicionantes del fabricante, la estructura se ha dividido en cinco tramos independientes, cada uno suspendido de sus extremos. De esta manera cada tramo actúa como un cuerpo rígido autónomo, con juntas solo entre tramos.
- Estructuras de curva. Consiste en tres estructuras horizontales independientes que soportan las pantallas de videomarcador. Estos elementos se apoyan en la estructura de fondo y lateral y, por tanto, deben permitir movimientos en ambas direcciones. Dado que la estructura de las laterales no se puede montar barra a barra se optó por construir sobre el graderío y luego izarla.

Formas geométricas y escultóricas en los edificios del Royal Arts Complex de Riyadh. Los ejemplos del National Theatre y del Auditorium



Figura 1. Nivel de avance de la construcción del National theatre.



Figura 2. Vista general del complejo.

Pietro BARTALOTTA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
pietro.bartalotta@mc2.es

Belén BALLESTEROS MOLPECERES
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefa de proyectos
belen.ballesteros@mc2.es

Borja ENCINAS MALDONADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
borja.encinas@mc2.es

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

David RODRÍGUEZ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
david.rodriguez@mc2.es

Santiago MARTÍNEZ ASENSIO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de proyectos
smasensio@typsa.es

Palabras clave: formas, escultura, cúpula, pantalla de hormigón, estructura metálica.

Resumen

El complejo urbanístico Royal Arts Complex es un conjunto de edificios incluidos en el desarrollo del King Salman Park de la ciudad de Riyadh (Arabia Saudi), representando el principal centro de la ciudad para actividades culturales, artísticas y de entretenimiento en todas sus formas y variedades. En específico, el complejo ocupa una superficie de 320.000 m^2 e incluye un Museo de las Civilizaciones, unos teatros, unos centros de exposiciones, espacios para artistas, academias de artes escénicas y de cine, una librería dedicada a las artes.

El diseño arquitectónico, a cargo de Ricardo Bofill Taller de Arquitectura (RBTA), se inspira en la arquitectura tradicional Salmani: por ejemplo las formas geométricas elegidas (cupulas, triángulos, troncos de pirámides, prismas), jugando con su esbeltez o con sus dimensiones, atribuyen a los edificios un carácter escultórico que bien se conjuga con la funcionalidad artística de todo el complejo. La estructura de los edificios acompaña siempre estas formas, utilizando el hormigón o el acero según las necesidades estructurales o los requerimientos arquitectónicos.

Entre todos los edificios, destaca el National Theatre, con una planta cuadrilátera irregular y fachadas inclinadas con pendiente hacia fuera. La estructura sobrerasante se desarrolla alrededor de unas pantallas de hormigón, que dan estabilidad horizontal al edificio y que tienen función de aislamiento acústico de la sala principal. La cubierta está constituida por celosías de grandes luces que apoyan sobre el núcleo de hormigón, sobre unos esbeltos soportes metálicos triangulares o sobre la fachada.

Las cupulas son otra forma muy utilizada en la arquitectura árabe, y en este proyecto se realizan dos cupulas, una circular (el Dome) y otra ovalada (el Auditorium). Esta última, de doble curvatura en alzado, se diseña con análisis no lineares incluyendo imperfecciones y efectos de fluencia y deformaciones impuestas.

REALIZACIONES. OBRA CIVIL

Innovadoras dovelas capaces de puentear cargas temporales y permanentes alrededor de las aberturas en los túneles TBM

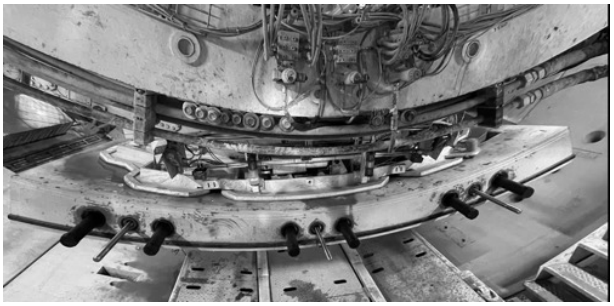


Figura 1. Ensamblaje de una dovela especial en el túnel.



Figura 2. Inserción de los pasadores a cortante y las barras pretesas en los puntos de conexión de las dovelas especiales.

Xavier TORELLÓ CIRIANO
Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Técnica y Proyectos, S.A. – TYPSA
Director - Estructuras de Catalunya
xtorello@typsa.es

Ángel DENIA BERROCOSO
Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Técnica y Proyectos, S.A. – TYPSA
Ingeniero – Estructuras de Catalunya
adenia@typsa.es

Helena CASTELLVÍ LINDE
Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Técnica y Proyectos, S.A. – TYPSA
Ingeniera – Geotecnia de Catalunya
hcastellvi@typsa.es

Dominik HOERRLE
Diplôme d'Ingénieur
Ed. Züblin AG – Zentrale Technik
Tunnel Lead Engineer
dominik.hoerrle@zuebllin.de

Fernando ACOSTA
Dr. Ingénieur
Ed. Züblin AG – Zentrale Technik
Project Manager
fernando.acosta@zueblin.de

Palabras clave: túnel, tuneladora, dovelas especiales, aberturas, congelación.

Resumen

Las aberturas en los túneles de dovelas constituyen tradicionalmente un problema a nivel de cronograma, ejecución y logística por la necesidad de usar sostenimientos temporales y permanentes alrededor de estas, especialmente en terrenos poco competentes. En la alta velocidad británica, HS2 S1-S2 en Londres, ejecutado en arcillas sobre-consolidadas intercaladas con arenas, se innovó con el uso de un conjunto de dovelas especiales de hormigón altamente armadas y con pasadores cosiendo los anillos alrededor de las aberturas para minimizar la cantidad de trabajos temporales dentro del túnel y garantizar la seguridad durante la construcción.

La solución propuesta permite un ahorro sustancial en trabajos y estructuras temporales en una obra en la que se deben construir 62 galerías de conexión y varias aberturas de ventilación en terreno blando y presiones de agua de hasta 4.5 bar.

Los elementos embebidos en las piezas de hormigón dotan a éstas de un carácter durable y resistente a fuego. Además, las dovelas se han proyectado para ser capaces de soportar cargas elevadas como las de la expansión del terreno tratado por congelación, tratamiento empleado en algunas de las galerías de conexión. De esta manera, se consigue la total sustitución de sostenimientos temporales y de marcos permanentes alrededor de las aberturas por trabajos de estructura metálica en la fabricación de las dovelas especiales.

Mediante diversos análisis de modelos de elementos finitos avanzados y una campaña extensa de ensayos durante la etapa de fabricación de las dovelas, se demostró que esta solución innovadora arroja resultados muy por encima de las soluciones comunes en la industria.

Ampliación del metro de Estocolmo. Línea azul, desde Kungsträdgården a Södermalm, Söderort y Nacka



Figura 1. Ampliación de la línea azul hacia el sur y sureste de Estocolmo. Imagen: Region Stockholm.



Figura 2. Vista aérea de Estocolmo y sus lagos.

Jose Manuel DURO RODRIGUEZ
Ingeniero de Caminos
TYPSA
Jefe de Sección
jmduro@typsa.es

Ana OLIVA CANELO
Ingeniero de Caminos
TYPSA
Jefe de equipo
aoliva@typsa.es

Carolina FABIÁN ANTÓN
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
TYPSA
Jefe de equipo
cfabian@typsa.es

Sebastián IGLESIAS CARBONELL
Ingeniero Industrial
TYPSA
Jefe de equipo
siglesias@typsa.es

Palabras clave: metro, estación, subterráneo, sostenibilidad, arte, BIM.

Resumen

Desde su inauguración en 1950, el metro de Estocolmo ha ido ampliándose para dar servicio a la capital y a su creciente área metropolitana. Actualmente, cuenta con una longitud de 110 kilómetros y más de cien estaciones, siendo la mitad de ellas subterráneas.

La ampliación de la línea azul hacia el sur y suroeste de Estocolmo comenzó en 2014. TYPSA, en UTE con la ingeniería sueca SWECO, ha desarrollado el estudio de implantación, proyecto básico y de detalle y, en estos momentos, apoya supervisando la ejecución de la obra civil para Förvaltning för Utbyggd Tunnelbana (FUT), entidad gestora de esta expansión.

El proyecto comprende el diseño de once nuevos kilómetros de línea, con seis nuevas estaciones subterráneas y el rediseño de dos estaciones existentes. De entre las nuevas estaciones destaca Sofía y sus más de 100 metros bajo rasante, con un único acceso mediante ascensores de alta velocidad y capacidad, convirtiéndose en una de las más profundas del mundo.

De manera general, las entradas al resto de las estaciones se disponen integradas en los bajos de edificios existentes o de nueva planta. En algunos casos, también se han diseñado pabellones aislados como estructura de entrada, dotándolos de una cierta singularidad arquitectónica.

La metodología BIM está presente en todas las fases del diseño y ejecución, tanto para la coordinación general entre disciplinas, contratistas y terceras partes (municipalidades, servicios afectados, ...), como para la definición de los requisitos de diseño.

Siguiendo los criterios de sostenibilidad CEEQUAL, se ha logrado aportar un valor adicional al proyecto, tanto en términos ambientales, como sociales y económicos.

El metro es una verdadera galería de arte subterránea, y cada estación presenta un aspecto único. Decoradas por artistas locales, con su creatividad, han logrado hacer de él uno de los más singulares y atractivos de Europa.

Modificación de proceso constructivo de estación subterránea metro Lima (Perú) para paso acelerado de tuneladora en vacío

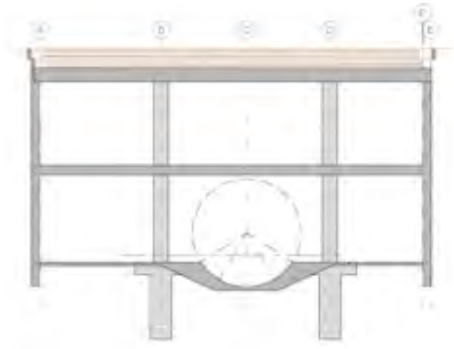


Figura 1. Proceso Constructivo Convencional "Top&Down" con ejecución completa obra civil interior Estación E-16 para paso en vacío de TBM.

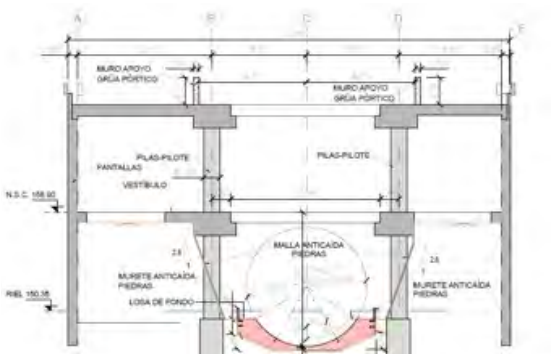


Figura 2. Proceso Constructivo Acelerado "Top&Down" para ejecución parcial de losa de fondo y paso TBM en Estación E-16.

Vicente VICENT VELASCO
Ingeniero Caminos
Ayesa
Director de Proyecto
jvvicent@ayesa.com

Luis Armando FRÍAS CERDA
Ingeniero Caminos
Ayesa
Jefe de Sección Estructuras
lafrias@ayesa.com

Jose MARTÍN ROMERO
Ingeniero Industrial
Ayesa
Jefe de Proyecto Estructuras
jmartin@ayesa.com

Palabras clave: proceso constructivo, taludes, estación subterránea, optimización obra.

Resumen

En 2023, durante la elaboración del proyecto de construcción de la Línea 2 del Metro de Lima (Perú), el equipo de diseño se enfrentó el desafío de minimizar los tiempos de parada de la tuneladora (TBM) encargada de excavar el túnel entre las estaciones E-19 San Juan de Dios y E-04 Insurgentes, para cumplir con los requisitos de plazos exigidos por el contrato. Para lograrlo, se propuso modificar el diseño de la estación E-16 28 de Julio, acelerando su construcción para permitir el paso de la TBM según lo estipulado en el contrato y reducir así el tiempo de parada.

Para reducir el plazo de ejecución, se subdividió el proceso constructivo en dos procesos: A y B. El primer subproceso A consistió en la ejecución de la mínima obra civil necesaria para habilitar el paso de la TBM en vacío, priorizando alcanzar con la excavación el nivel de losa de fondo y permitir la ejecución parcial de la misma para el paso en vacío de la TBM. El subproceso B abarcó el resto de la obra civil no esencial para el paso de la tuneladora.

Modificaciones parciales en losa cubierta y vestíbulo de la estación fueron necesarias para aumentar las área de huecos de salida de materiales, acortando los plazos de excavación necesarios para ejecutar la parte central de la losa de fondo o cuna. Estos cambios no alteraron la funcionalidad ni la estructura de contención original de la estación permitiendo acelerar su ejecución.

En resumen, las modificaciones en el diseño de la estación E-16 28 de Julio permitieron mantener su funcionalidad original mientras se reducía el tiempo de parada de la TBM y se mejoraba la eficiencia en la ejecución de la obra civil necesaria para el paso de la tuneladora en vacío.

TBM Peanut – Shaped Shaft of Silvertown Tunnel Project

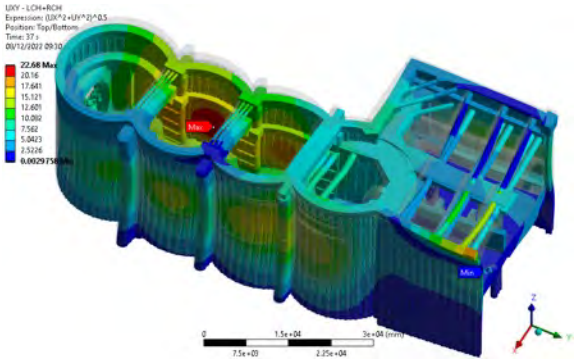


Figure 1. Displacements of the calculation model.



Figure 2. Construction of the Launch chamber.

Vladimir HOUŠŤ
PhD, Civil Engineer
Ayesa, Structures Department
vhoust@ayesa.com

Amaia AYERDI EGAÑA
MSc Civil Engineer
Ayesa, Structures Department
aayerdi@ayesa.com

Igal LEVY AZULAY
MSc Civil Engineer
Ayesa, Transport Division
ilevy@ayesa.com

Alberto VEGAS LUQUE
MSc Civil Engineer
Ayesa, Ground Engineering Department
avegas@ayesa.com

Luis Armando FRIAS CERDÁ
MSc Civil Engineer
Ayesa, Head of Structures Department
lafrias@ayesa.com

Keywords: TBM multicell shaft, hydraulic struts, 3D models of underground structures.

Abstract

A multicellular shaft, also called peanut – shaped shaft, is an efficient alternative to standard boxed shafts supported by anchors and struts for large and deep underground shafts. The natural behaviour of circular shafts is to transmit lateral earth pressure and groundwater pressure as hoop compression along the concrete wall, without flexure of the wall, allowing an efficient utilization of the concrete section.

In general, circular shafts are stiffer than embedded walls with lateral support systems i.e. less deflection of the wall, thus smaller ground movement behind the wall and less impact on the integrity of the surrounding buildings, roads & properties.

Around the world various peanut – shaped shafts have been constructed using diaphragm walls and sprayed concrete. However, this comprises the first peanut – shaped shaft with secant piles in the UK at the time of its construction in 2021. Moreover, the peanut – shaped shaft (Launching chamber) is connected to the rectangular shaft for TBM reception (Retrieval chamber). Therefore, a complex 3d model including all the construction stages (excavations, installation / removal of temporary struts, TBM operations) had to be developed.

The peanut – shaped shaft served as TBM Launch chamber for the 1.4 km long road tunnel under the Thames that will connect the Greenwich Peninsula and West Silvertown.

The use of a multicellular peanut – shaped shaft for Launch chamber has been proposed by Riverlinx CJV and designed by Ayesa.

The Launch Chamber, multicellular peanut – shaped shaft, consists of 4 circular secant shafts D = 21.2 m. The depth of the shafts (i.e. to the bottom of the 0.7m-1.2m thick temporary base slab) varies from -24.6 m AOD at the interface with the Southbound TBM Tunnel to -19.9 m AOD at the interface with the Cut-and-Cover North. As a result, the base slab is leaning following the slope of the tunnel.

Muros prefabricados de contrafuertes, vigas cantil prefabricadas y paneles de revestimiento en el canal de Deusto (Bilbao)



Figura 1. Viga cantil y panel de revestimiento.

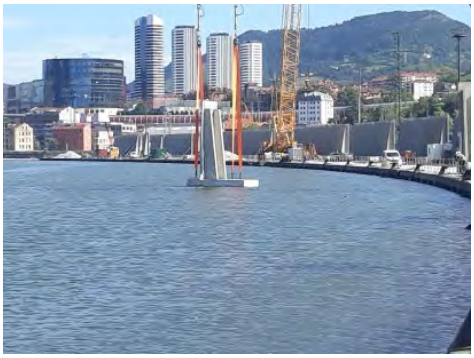


Figura 2. Montaje de los muros prefabricados de contrafuertes con cimentación integrada.

Elena COLOMA EUSEBIO
Ingeniera de Caminos Canales y Puertos
Tierra Armada
Ingeniera de Proyectos
ecoloma@tierraarmada.com

Marcus LINDON
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Tierra Armada, S.A.
Ingeniero de Proyectos
mlindon@tierraarmada.com

Adolfo RINCÓN PIÑA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Tierra Armada, S.A.
Director Técnico
arincon@tierraarmada.com

Palabras clave: muro prefabricado de contrafuertes, viga cantil prefabricada, paneles de revestimiento.

Resumen

En el canal de Deusto (Bilbao) se han realizado dos actuaciones con muros prefabricados:

1. Obra de revestimiento de las márgenes izquierda y derecha del canal de Deusto.
   Se han ejecutado 4.879 m^2 de muros prefabricados con acabado arquitectónico y 656 m de vigas prefabricadas armadas (vigas cantil) sobre las que apoyan los paneles.
   La operación más compleja ha consistido en la sujeción de los paneles en su parte inferior a los pilotes mediante cables.
2. Obras de relleno en la margen izquierda del canal de Deusto, que han posibilitado la generación de una superficie de unos 50.000 m^2 en dominio público portuario y que han sido destinados al desarrollo urbanístico de la isla de Zorrotzaurre.

Se han ejecutado más de 750 unidades de muro prefabricado de contrafuertes con cimentación ejecutada in situ con modulación de 2,00 m, para formar los 1.500 m de muro necesarios para contener los rellenos en dos zonas separadas del canal de Deusto. La colocación de los muros ha requerido, previamente, la generación de una banqueta de cimentación de escollera y un refuerzo del fondo de la ría, que en esta zona presentaba grandes espesores de fangos, mediante el hincado de cantidades ingentes de grava a modo de columnas hasta llegar a roca. En total, se han ejecutado en torno a 60 km de columnas de grava.

El trabajo más complejo ha sido la colocación de esos muros en la punta Norte de la isla de Zorrotzaurre por la mayor distancia existente respecto a tierra, que necesitó el empleo de una grúa de gran capacidad de alcance. Esos módulos más alejados (los que conforman el pico) se situaron a unos 115 m de distancia desde tierra.

High speed 2 entre Londres y Birmingham. Túneles de Londres. Pozos de intervención y ventilación (y lanzamiento y extracción de las tuneladoras)

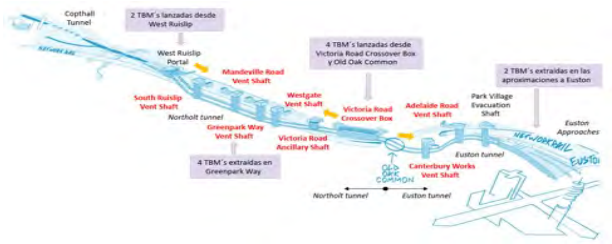


Figura 1. HS2. Phase 1. Lotes S1 y S2. Pozos de intervención, ventilación y emergencia (indicados en rojo en la imagen).

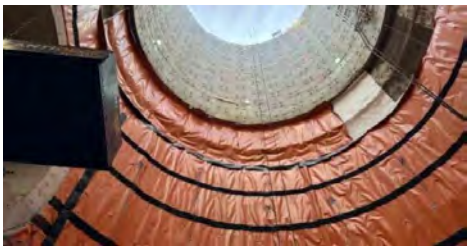


Figura 2. Tabla resumen e imagen de uno de los pozos de ventilación durante su ejecución.

Luis LOMBERA FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Typsa
Departamento de Estructuras
llombera@typsa.es

Marcos DE LA IGLESIA RECIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Typsa
Departamento de Estructuras
mdelaiglesia@typsa.es

José María LORENZO ROMERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Typsa
Departamento de Estructuras
jmlorenzo@typsa.es

Ramón CAMPOAMOR GÓMEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Typsa
Departamento de Estructuras
rcampoamor@typsa.es

Palabras clave: pozo, interacción suelo-estructura, forma, dovelas, fibras de acero, estanqueidad, lanzamiento, extracción, proceso constructivo.

Resumen

Desde 2016 Typsa ha estado involucrada en el diseño de la nueva línea de alta velocidad británica conocida como High Speed 2 (HS2) entre Londres y Birmingham (Phase 1).

Inicialmente (2016) en la fase de "tender". Desde finales de 2017 (hasta la actualidad) en las fases de "scheme" & "detailed" designs. Y, una vez comenzaron los trabajos de construcción, también como asistencia técnica.

Los scheme y detail designs referidos están asociados a los dos lotes sur (S1 y S2), que discurren entre la estación de Euston (en el centro de Londres) y Harvil Road (al noroeste de Londres) y que son fundamentalmente obra subterránea.

Si bien la obra subterránea incluye diversos elementos estructurales, la comunicación propuesta se centra en los pozos de intervención y ventilación (también utilizados para lanzamiento, mantenimiento y extracción de las tuneladoras).

Pozos que albergan verdaderos edificios multifuncionales (intervención, ventilación, emergencia, instalaciones) que garantizan el correcto funcionamiento de los túneles y proporcionan seguridad en caso de incidencia.

Complejos modelos de interacción suelo-estructura influenciados por las diferentes formas de interacción entre los pozos y los túneles. Una interacción dependiente de múltiples factores como la geología, la funcionalidad, la secuencia constructiva, el programa de construcción, la necesidad de lanzamiento, mantenimiento o extracción de las TBM, la huella de carbono, etc.

Siete pozos circulares de entre 15m y 25m de diámetro con profundidades entre 25m y 50m, resueltos con sostenimientos temporales/definitivos de hormigón proyectado o dovelas prefabricadas de hormigón (con armadura tradicional o reforzados con fibras de acero) y revestimientos definitivos de hormigón armado que combinan diferentes procesos constructivos.

4.600 Years Old Ancient Pharaoh Khufu´S Solar Boat Transfer at Cairo – Egypt



Figure 1. Final transport from Pyramids area to GEM.



Figure 2. Lifting operation inside new dedicated museum within GEM complex.

Dimitri LAURENT
MSc International Management & Business Studies
SARENS
Sales Manager HUB2 – LATAM / Africa
dimitri.laurent@SARENS.com

José María MARTÍNEZ GUTIÉRREZ
MSc Civil Engineer
SARENS
Technical Solutions Spain Manager
Josemaria.martinez@SARENS.com

Keywords: engineering and society, transport, SPMTs, 800t crawler crane.

Abstract

Our client, Besix-Orascom Joint Venture (BOJV), was responsible for building the new Grand Egyptian Museum (GEM) in Cairo and as part of the project had to install the Khufu's ancient solar boat in the new museum section.

The solar boat was buried approx. 2.500 BC alongside the Khufu's Great Pyramid, discovered in 1954 and exposed since then in a museum in the exact place it was rebuilt.

Sarens was asked to transfer this priceless artefact until its new dedicated museum in the GEM area located approx. 10 Km away.

The project consisted into 3 main operations:

- Extraction from current position
- Transport to GEM area
- Installation inside new building.

The solar boat was as fragile as iconic, no damage was imaginable. A complete sarcophagus was made to protect the artefact and keep the right level of humidity. The weight of the solar boat including its cage was estimated to max. 100t for a length of 43m.

The main challenge of this operation was to keep the solar boat levelled at all times during the 3 operations mentioned above.

For the extraction, the boat had to be lowered 5 meters to reach the ground. A combination of ramp and ingenious technical solution combining Self Propelled Modular Trailers disposed on top of each other overcame this difficulty.

For the transport from Gizeh to the new GEM, a single combination of Self Propelled Modular Trailer was used to cover the 10km distance compensating slopes up to 3° thanks to its integrated hydraulic levelling system.

For the installation inside the new museum, an 800t capacity crawler crane was used, to install the solar boat in its new location directly from the roof at 20m high and a radius of more than 45m.

Loud-Outs of 71 Gravity Bases Structures (Gbs) olf Fecapm Wind Offshore Farm. Poort of Le Havre - France



Figure 1. View of the lifting gantry ready to lift a GBS.



Figure 2. Top view of the last GBS to be loaded out in the cargo barge. External ballasting system in operation.

José María MARTÍNEZ GUTIÉRREZ
MSc Civil Engineer
SARENS
Technical Solutions Spain Manager
Josemaria.martinez@SARENS.com

Dimitri LAURENT
MSc International Management & Business Studies
SARENS
Sales Manager HUB2 – LATAM / Africa
dimitri.laurent@SARENS.com

Keywords: construction of structures, strand Jacks, liftings, gantries, SPMT, loud- outs, ballasting.

Abstract

Sarens was commissioned by the consortium Bouygues Travaux Publics, Saipem and Boskalis for the lifting, transport and load-out operations on barges of 71 x 5.000 T/each GBS foundations for wind turbine generators. Each GBS has a diameter of 31m at the base and a height up to 54m.

The Fecamp offshore windfarm, will generate enough energy to provide sustainable electricity for more than 770.000 inhabitants.

To lift each of the GBS, a Gantry system was specifically created for this work, consisting of two different units which are moved around site on SPMT (Self Propelled Modular Trailers). After being positioned around each GBS, the load is secured by four lugs, and the two parts of the gantry system are interconnected by data cables so that they can operate as one. After lifting the GBS, it is positioned on 180 SPMT for transport on Barges at the quay side.

Sarens has installed on each of the three barges a ballasting system to be used during loading operations. It took more than 120 trucks and three months to have all the equipment ready.

To avoid delays on the GBSs offshore installations, Sarens did a 24-hour loading process for the barges. Three GBS were loaded on each barge, in a continuous operation of maximum 38 hours. This process was repeated 24 times, which will require the participation of a large number of highly specialized personnel, not only for the loading manoeuvre itself, but also for all the operations related to the handling of the winches, the preparation of the gantry system in each operation or the reconfiguration of the SPMTs prior to the arrival and loading of each barge.

Installation of 89 Monopiles and their Complete Wind Turbines for the Frysland Wind Farm. Ijssel Lake - Holland



Figure 1. Top view of the CAB with the long boom of 126m during the installation of the blades.



Figure 2. Top view of the CAB on a final tower lake place right before the installation of a monopile.

José María MARTÍNEZ GUTIÉRREZ
MSc Civil Engineer
SARENS
Technical Solutions Spain Manager
Josemaria.martinez@SARENS.com

Dimitri LAURENT
MSc International Management & Business Administration
SARENS
Sales Manager HUB2 –Southern Europe / Africa
dimitri.laurent@SARENS.com

Keywords: construction of structures, barges, modular barges, PC6800 crane, shallow waters.

Abstract

Sarens provided engineering, supplied a com-bined assembled barge (CAB) and crane on top for the installation of 89 towers of 4.3 MW.

This windfarm on the biggest lake of the Netherlands, is the largest windfarm built within inland water in the world and will produce enough energy to supply 500.000 households. The shallow waters limited conventional installation methods and the restricted access by narrow locks limited the dimensions of barges that could be used.

Sarens installed monopiles (250T and L=39m), hammers (300T) and the complete wind turbi-ne (tower sections, nacelle and blades). CAB was made of 88 Modular Barges coupled to two twin barges positioned in between (Josef & Rosa) with a 1.250T crane (P6800).

CAB was designed to keep the draft at a mini-mum. 42m long modular beams (H=2,5m) we-re installed on the decks to support the crane.

Crane outriggers were placed on the modular beams.

For the Superlift a platform was created for slewing of the carrier. CAB was equipped with 4 legs that were pushed into the seabed for stability.

CAB was fully operational within six weeks.

Victoria Road crossover box- pozo multisecante definitivo para doble túnel en el HS2 (Londres)

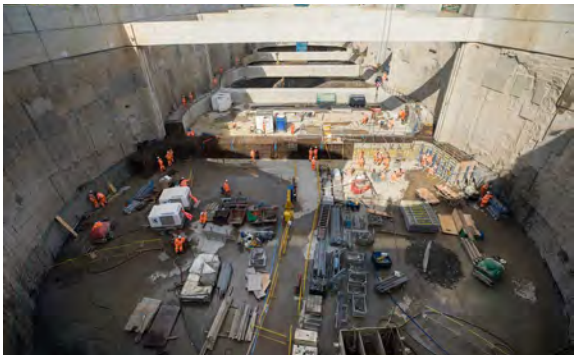


Figura 1. Foto de obra durante el ferrallado y encofrado del último de los puntales intermedios y a mitad del proceso de excavación. Foto cortesía de HS2.



Figura 2. Vista aérea del Caterpillar completamente excavado y con la losa de la primera burbuja ya ejecutada. Foto cortesía de HS2.

Alejandro RAMOS CASQUERO
Doctor Ingeniero de Caminos
Departamento Estructuras TYPSA
Jefe de equipo de proyecto
aramos@typsa.es

Guillermo MAZÓN GUTIÉRREZ
Doctor Ingeniero de Caminos
Departamento Estructuras TYPSA
Jefe de equipo de apoyo a obra
gmazon@typsa.es

José María LORENZO ROMERO
Ingeniero de Caminos
Departamento Estructuras TYPSA
Director Adjunto Departamento
jmlorenzo@typsa.es

José Luis SÁNCHEZ JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos
Departamento de Estructuras TYPSA
Director de departamento
jlsanchez@typsa.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, obra subterránea, pozo multisecante permanente, caterpillar, pantallas, puntales, diseño optimizado.

Resumen

El tramo inicial de la línea de alta velocidad Londres-Birmingham está formado por dos túneles paralelos partiendo de la estación de Euston, en el centro de Londres. Este tramo está dividido en dos sectores: entre Euston y Old Oak Common (S1) y entre Old Oak Common y la salida de la ciudad (S2).

Al inicio del tramo S2 se sitúa un pozo permanente de ventilación y cruce de vías denominado Victoria Road Crossover Box que, además durante las obras, sirve como pozo de descenso para una TBM y logístico para ambos túneles.

Las dimensiones se ajustaron a las necesarias para la ventilación natural y evitar que el calor acumulado en los túneles ingresara en la estación cercana.

El diseño inicial estaba basado en una caja rectangular abierta, con pantallas continuas y tres niveles de arriostramiento que se cimentaba con una losa inferior pilotada.

El diseño optimizado ejecutado, es el de un pozo multisecante formado por cinco burbujas que se intersectan (Caterpillar). Conformado igualmente por pantallas, dos niveles de puntales y una cimentación con una losa inferior pilotada. Gracias a su funcionamiento estructural tridimensional ha sido capaz de optimizar cuantitativamente el diseño inicial y reducir significativamente la huella de carbono.

El diseño ha involucrado a diferentes especialidades para considerar la compleja interacción suelo-estructura y el túnel adyacente. Al tratarse de un proyecto de diseño y obra, se ha adaptado a los requerimientos constructivos suministrados por el consorcio de constructoras

En mayo de 2024, la estructura principal ya ha sido finalizada, los entronques con los dos túneles en mina del lado oeste realizados, los túneles en mina ejecutados y las TBM para el tramo oeste lanzadas con éxito. Queda una fase posterior de ataque de los túneles en mina del lado este que conectarán con la estación de Old Oak Common.

Pozo de contención temporal en forma de cacahuete para la desaladora Alkimos en Perth, Australia

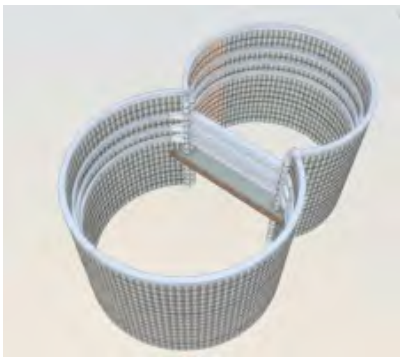


Figura 1. Modelo en 3D de la pantalla de pilotes.

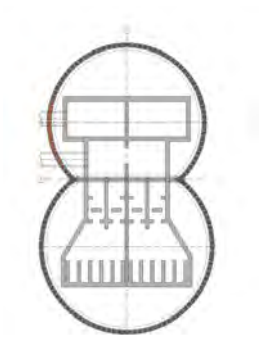


Figura 2. Vista en planta del pozo.

Pedro Antonio DE DIOS BARRAU
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe del departamento de estructuras
pedroantonio.dios.barrau@acciona.com

David SOLERA PIÑA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe del dpto. de estructuras de edificación
david.solera.pina@acciona.com

Alberto GABARRÓN DURÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
algabarron@acciona.com

Jose Ramón BOMBÍN SAIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Geotecnia
jbombin@acciona.com

Sergio Emilio JIMENEZ PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
sejimenezp@acciona.com

Carla María SANCHO PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arquitecto Superior
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
cmsanchop@acciona.com

Palabras clave: contención, pantalla, compresión, bóveda, forma, desaladora, Australia.

Resumen

Acciona Ingeniería está desarrollando el proyecto constructivo y ejecución del pozo de contención temporal para el edificio del Intake, dentro del complejo de la desaladora Alkimos, en Perth (Australia).

Dicho pozo se ha diseñado con una geometría en forma de cacahuete. Se trata de dos cilindros secantes de 43.30m y 47.80m que se ajustan lo máximo posible a la geometría del edificio del Intake. La contención, de carácter temporal, se realiza mediante una pantalla de pilotes secantes por la presencia de nivel freático.

El edificio del Intake recibe los conductos de captación y descarga provenientes del mar, perforados mediante tuneladora TBM. Por tanto, una vez ejecutado, el pozo debe quedar libre de cualquier obstrucción que dificulte las labores de excavación, acopio y retirada de material, así como las derivadas de la ejecución del Intake en una segunda fase, facilitando la logística.

La ejecución de una pantalla con forma de cacahuete permite aprovechar el 'efecto forma' intrínseco a la propia geometría del sistema. Al funcionar a compresión, se reduce considerablemente la necesidad de emplear apuntalamientos intermedios, liberando el espacio. De este modo, se optimizan los tiempos de ejecución, se reducen los costes y se simplifican los trabajos de construcción en obra.

A pesar de sus muchas ventajas, este sistema está altamente supeditado a la calidad de ejecución. Al trabajar como una bóveda, cualquier imperfección en su forma puede alterar significativamente su comportamiento como estructura a compresión. Por ello, es imprescindible definir unas tolerancias admisibles de ejecución y, en caso necesario, incluir elementos de 'redundancia' adicionales que garanticen la seguridad y doten de una mayor ductilidad al sistema, como son los anillos rigidizadores.

La obra, que se está ejecutando actualmente, incluye un proyecto de monitorización de la estructura y el entorno que permitan comprobar el correcto comportamiento del pozo durante su construcción.

Planta desaladora - fuente hídrica complementaria-Collahuasi, Chile



Figura 1. Imagen aérea general de la obra.



Figura 2. Imagen aérea del edificio DAF durante la construcción.

Pedro Antonio DE DIOS BARRAU
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras
pedroantonio.dios.barrau@acciona.com

David SOLERA PIÑA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Edificación
david.solera.pina@acciona.com

Ángel HERNÁNDEZ BASTERRA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
anhernandezba2@acciona.com

Carlos ESTÉVEZ ORÁN
Ingeniero Civil
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
caestevezor@acciona.com

Marta BRIONES GONZÁLEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
marta.briones.gonzalez@acciona.com

Javier MAS DOMÍNGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
javier.mas.dominguez@acciona.com

Palabras clave: desaladora, ingeniería sismorresistente, peligrosidad sísmica, estructura de hormigón, estructura de acero, durabilidad.

Resumen

Acciona Ingeniería ha desarrollado el proyecto constructivo de una planta desaladora de agua de mar mediante osmosis inversa, denominado “Fuente Hídrica Complementaria”. Su objetivo es contribuir al incremento de la capacidad de producción de la Compañía Minera Doña Inés de Collahuasi. La planta estará ubicada en el puerto minero Punta Patache, Chile. La obra está actualmente en ejecución

La planta desaladora, compuesta de unas 15 edificaciones relevantes (Figuras 1 y 2), diseñadas por Acciona Ingeniería, tiene una capacidad nominal de 1050 l/s de desalación, con posibilidades de ampliación a futuro. Para garantizar todo esto, las instalaciones se están construyendo al pie de la cordillera de los Andes, junto al océano Pacífico, teniendo en cuenta la alta peligrosidad sísmica de la región. Esta se encuentra en pleno cinturón de fuego del pacífico, caracterizado por ser una de las zonas de subducción con mayor actividad sísmica en el mundo.

Las estructuras de la planta se han diseñado de manera que tengan un comportamiento dúctil, con altas prestaciones al disipar la energía introducida por los terremotos. Para lograr esto, fue necesario basar el proyecto en la normativa sísmica de Chile (Nch2369), incluyendo las edificaciones construidas con mampostería armada, para las cuales se ha tomado en cuenta la normativa Nch1928. Todo esto, compaginado con las tradiciones de diseño y constructivas del país, y garantizando todos los requisitos de diseño y durabilidad, dadas las condiciones hostiles de la zona.

Estructura de reacción del metro de Vancouver

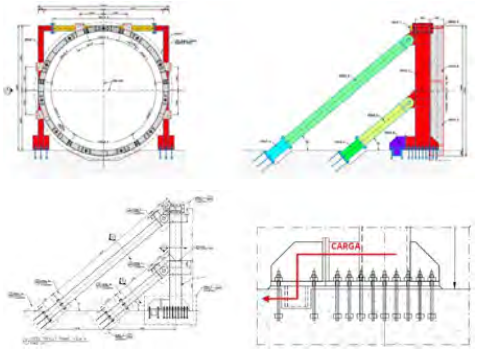


Figura 1. Alzado y vista lateral del Thrust Frame.

Figura 2. Vista lateral y detalle de la placa de anclaje del pórtico principal.



Figura 3: Vista frontal de la estructura de reacción en obra.

Pablo ÁLVARO GUTIÉRREZ
Ingeniero Industrial Superior
ACCIONA INGENIERÍA
Ingeniero Estructural Senior
paalvarog@acciona.com

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ACCIONA INGENIERÍA
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Palabras clave: estructura de reacción, anclajes, tuneladora, metro, llave de cortante, reutilizable.

Resumen

Acciona Ingeniería ha diseñado la estructura de reacción para la tuneladora utilizada en la ampliación del metro de Broadway que se está ejecutando en la ciudad de Vancouver (Canadá). La estructura consta de un pórtico principal soportado en 4 puntales diagonales, sobre el que se apoya un anillo de reacción. Éste tiene la función de transmitir el empuje de la tuneladora durante su operación. Permite que tanto la cabeza de la tuneladora se apoye sobre él directamente como a través de las dovelas de hormigón que van conformando el túnel. El anillo tiene un diámetro exterior de 5700 mm y es capaz de soportar un empuje de 1700 t con deformaciones reducidas para garantizar el correcto apoyo a la tuneladora. La estructura se ha fabricado íntegramente en Madrid en los Talleres de Acciona.

Entre sus características más novedosas se pueden destacar:

- La placa de anclaje del pórtico principal que, gracias al uso novedoso de una llave de cortante independiente, permite un desmontaje rápido y sencillo de la estructura y su reutilización en otras estaciones. Esto se hace posible mediante el diseño de una placa de anclaje principal con taladros rasgados y una placa secundaria en la que se ha instalado la llave de cortante, de forma que ésta última se deja perdida en el hormigón.
- Definición del anillo con secciones en cajón de las mismas dimensiones y peso que las dovelas, de forma que el propio erector de la tuneladora permite su montaje/desmontaje.
- Anillo y pórtico independientes con la posibilidad de desmontar toda la estructura en secciones ligeras de menos de 5 t para facilitar su transporte y ensamblaje con grúas de pequeño tamaño.
- El uso de uniones bulonadas en los puntales que permiten un fácil y rápido montaje/desmontaje.
- Anclajes rápidos al anillo de las dovelas del túnel mediante un sistema estandarizado macho-hembra.

Durante la fase de proyecto y construcción es crítica la flexibilidad y adaptabilidad del diseño a los procesos de ejecución del túnel y a los requisitos de la tuneladora, por lo que es habitual que la estructura pase por numerosas fases de diseño y modificaciones.

Otro aspecto fundamental es la simplificación en cuanto al montaje y desmontaje de la estructura, ya que redunda directamente en una reducción de tiempos y costes en un punto tan crítico de la obra como es la perforación del túnel.

Gracias a todas las mejoras introducidas en el diseño que nos ocupa y a una estrecha interacción con los departamentos de obra, la estructura de reacción utilizada en el proyecto Broadway Millenium Line fue usada con éxito.

Vigas prefabricadas de techo plano para el túnel de La Avanzada en la BI-637 (Leioa)



Figura 1. Vista actual del emboquille del túnel de Leioa, cuya cubrición se prolonga hacia los estribos.

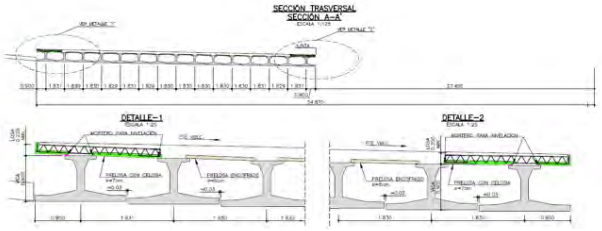


Figura 2. Solución estructural con vigas de techo plano.

Elena COLOMA EUSEBIO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Tierra Armada
Ingeniero de proyectos
ecoloma@tierraarmada.com

Alejandro GODOY ANSÓTEGUI
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas&Asociados
Coordinador de proyectos
agodoy@arenasing.com

Adolfo RINCÓN PIÑA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Tierra Armada, S.A.
Director Técnico
mpelaez@tierraarmada.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas&Asociados
Jefe de proyecto
igonzalez@arenasing.com

Palabras clave: túnel, cubrición, viga pretensada, losa de compresión, techo plano.

Resumen

Se presenta la estructura de adecuación del Túnel de la Avanzada, en la BI-637 en el término municipal de Leioa (Bizkaia), que incrementará su longitud de 310 m a 860 m, con dos cubiertas no transitables de unos 100 y 140 m en Boca Getxo y Boca Bilbao respectivamente, siendo el resto de la longitud transitable para los peatones.

La cubrición de los nuevos tramos se resuelve con vigas prefabricadas pretensadas de tipo “techo plano”, con un canto de 90cm y un ancho de ala inferior de 1,80m. Las vigas se disponen una a continuación de otra, con una junta intermedia de unos 3 cm entre sus alas inferiores. Las vigas apoyan sobre neoprenos en coronación de estribos, y la losa de compresión, hormigonada in situ, cubre la totalidad del tablero y se prolonga hacia los estribos, de forma que los esfuerzos longitudinales se transmitan de manera directa al estribo.

Esta solución ofrece múltiples ventajas, entre las que cabe destacar la ejecución del tablero de la losa de compresión sin afectación al tráfico. Además, desde un punto de vista estético, la consecución de alas inferiores con mínima junta intermedia emula una superficie continua, mucho más agradable y funcional. Esta solución estructural presenta un mejor comportamiento aerodinámico dentro del túnel, mejorando las condiciones de ventilación y evacuación de humos, y permite una ejecución del tablero en un plazo menor que una estructura in situ.

El diseño de las vigas tiene en cuenta cargas permanentes de relleno de unos 14 kN/m^2, y cargas de explotación actuando sobre el relleno (sobrecarga de 20 kN/m^2 y presencia accidental de un camión de bomberos). Ciertos tramos habrán de soportar las cargas de la IAP-11. En total, la obra dispondrá de 166 vigas para la ejecución de todos sus tramos.

Sistemas de instalación y O&M para torres eólicas de gran altura



Figura 1. Sistemas para instalación y O&M.



Figura 2. Sistemas para instalación.

Luis Manuel DELGADO DELGADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
lmdelgadode@acciona.com

José Luis PEREZ GIL
Ingeniero Civil
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
jlperezgi@acciona.com

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Palabras clave: aerogeneradores, grúas, torres eólicas, sistemas constructivos.

Resumen

El avance tecnológico de los aerogeneradores ha experimentado un avance significativo en los últimos años, lo que ha hecho necesaria la construcción de turbinas eólicas cada vez más grandes y con una mayor capacidad de generación de energía. Este cambio lleva asociado la búsqueda de un régimen de viento más laminar, lo que implica inexorablemente un incremento de la altura de las torres eólicas, que han pasado de los 120m – 140m en el año 2015 a los 160m actuales y, se espera, que alcancen en breve los 200m.

En la actualidad para torres muy altas se están diseñando torres híbridas (hormigón postesado – acero), cuyo proceso de instalación para los tramos metálicos de las torres y los componentes del hub (nacelle, drive train, rotor y palas) se realiza mediante el uso de grúas comerciales de grandes dimensiones cuyo coste horario es muy elevado. Para las torres de 200m de altura, cuya construcción es un futuro inmediato, aún no existen grúas de gran capacidad que realicen el montaje de estas torres.

El montaje de torres de gran altura hoy es día es un reto en plena ebullición. En la actualidad se están planteando el desarrollo de nuevos sistemas que permitan optimizar tiempos, costes y reducir paradas, tanto en la instalación de nuevas torres como en el mantenimiento de las existentes.

En este sentido, son varias las ideas que se están desarrollando orientadas al sector y que se pueden agrupar en tres tipos:

- Sistemas que sirven exclusivamente para la instalación de la torre.
- Sistemas que sirven exclusivamente para O&M (operación y mantenimiento).
- Sistemas que sirven para la instalación de la torre, así como para (O&M).

Quizá el camino a seguir para dominar el mercado de la construcción de torres altas pase por integrar lo mejor de estos tres tipos en uno único.

Los Ángeles Effluent Outfall: primer túnel con dovelas prefabricadas pretensadas en Estados Unidos



Figura 01. Frente del túnel.



Figura 2. Enfilado de las dovelas con cabestrante.

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefe de Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales
avazquezs@dragados.com

Alejandro SANZ GARROTE
Ingeniero Industrial
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefe de Servicio de Obras Subterráneas
asanzga@dragados.com

Alfonso NAVARRO LÉRIDA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SENER MOBILITY S.A.
Ingeniero de Túneles
alfonso.navarro@sener.es

Susana LÓPEZ MANZANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Ingeniera Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales
slopezm@dragados.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefa del Departamento de Puentes, Estructuras,
Obras Marítimas y Geotecnia
clucass@dragados.com

Palabras clave: dovelas prefabricadas postensadas, túnel, presiones internas, excavación con TBM.

Resumen

Se presenta en esta comunicación la primera realización de un túnel hidráulico con dovelas de hormigón postensado en el proceso de excavación con tuneladora que se ha ejecutado en EE.UU., el proyecto Clearwater “LA Effluent Outfall Tunnel”, que se incluye en el plan de tratamiento de aguas residuales del Distrito Sanitario de Los Ángeles para sustituir los colectores existentes que datan de los años 1930 y 1950. Dicho túnel tiene una longitud total de 11.250 m y un diámetro interior de 5,5 m. El sistema de postensado se ha instalado en la primera mitad del trazado donde el recubrimiento y las cargas de agua externas no compensan las presiones internas a las que entrará el túnel una vez puesto en servicio, permitiendo además asegurar una estanqueidad suficiente para evitar la posible filtración del agua tratada hacia el acuífero. El revestimiento del túnel está compuesto por 6 dovelas de hormigón de 0,305 m de espesor, compatibles con la excavación mediante TBM.

Debido a las grandes presiones internas previstas, las dovelas están dotadas en el 50% del recorrido de un sistema de postensado interior formado por 2 tendones de 2 a 4 cordones de acero de 15,7 mm de diámetro. Tanto la prefabricación de las dovelas con los accesorios e insertos del sistema del postensado, así como el montaje de dichas dovelas mediante TBM, y la ejecución del pretensado de forma simultánea a la excavación desde el “back up” de la TBM, incluyendo el enfilado, tesado, sellado e inyección de dicho sistema de pretensado ha supuesto un gran reto. La definición de los detalles de diseño más adecuados compatibles con la fabricación e instalación en obra dentro del ciclo constructivo, como logístico y operacional durante la construcción ha sido fundamental.

Ampliación de plataforma en el desfiladero de la Hermida



Figura 1. Armaduras de losa en estructura de voladizos sucesivos.



Figura 2. Costillas en estructura de voladizos sucesivos.

Juan RODADO LÓPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Director Técnico de Ingeniería
j.rodado@grupopuentes.com

Fátima OTERO VIEITEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Directora General Técnica
fotero@grupopuentes.com

Oscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. Universidad de Cantabria
CEO
oramos@orramoseng.com

Jorge Eloy DE VENA RETUERTO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Jefe de Proyecto
jdevena@orramoseng.com

Pablo CARRIÓN MANTILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de Puentes
pcarrion@orramoseng.com

Palabras clave: construcción de estructuras, desfiladero, ampliación de calzada, voladizo, micropilote, plataforma, costilla, losa.

Resumen

La obra consiste en el ensanche y mejora de la carretera N-621 entre los PKs 154,5 (Cillórigo) y 174,5 (Panes), bordeando el río Deva que conforma el conocido "Desfiladero de La Hermida". El trazado actual es una carretera de montaña muy sinuosa que, en algunos puntos, no llega a los 6 m de ancho. Con la obra se pretende, aparte de corregir levemente el trazado, conseguir un ancho mínimo de 8 m incluyendo arcenes, además de ciertos sobreanchos en las curvas más pronunciadas. Es importante resaltar que la carretera discurre por el borde del Parque Natural de Picos de Europa y atraviesa dos comunidades autónomas (Cantabria y Asturias).

Para realizar la ampliación de la plataforma se han tenido en cuenta dos condicionantes principales: por un lado, evitar invadir el cauce del río, de acuerdo con la DIA, y por otro lado, minimizar la necesidad de cortes totales de la vía para que las afecciones al tráfico se limiten a cortes de uno de los carriles manteniendo tráfico alternativo en el otro. Con este objetivo, se han planteado a lo largo del trazado soluciones estructurales de ampliación de la plataforma basadas principalmente en el empleo de estructuras en voladizo con longitudes de hasta 5,5 m. Para los voladizos más pequeños hasta 1,5 m de longitud se emplean soluciones de losa apoyada en muros, zapatas y encepados de micropilotes, mientras que en los voladizos de mayor longitud se emplean soluciones con costillas prefabricadas de hormigón armado o pretensado sobre las que se hormigona la losa con ayuda de prelosas prefabricadas. Las costillas se cimentan por medio de micropilotes trabajando tanto a compresión como a tracción. A lo largo del trazado ha sido necesario también desarrollar estructuras singulares para el paso de cauces o zonas de difícil acceso.

Metro de Málaga. Actuaciones singulares en tramos Renfe-Guadalmedina y Guadalmedina-Atarazanas



Figura 1. Imagen del interior del túnel en zona de Muro descendente.



Figura 2. Construcción de estribos y pilas del puente sobre losa de cubierta y pantallas del Metro.

Alejandro CASTILLO LINARES
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.
Director Gerente
acastillo@acl-estructuras.com

Guillermo MONTERO POYATOS
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.
Director de proyectos
gmontero@acl-estructuras.com

David TRUJILLO MONTES
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.
Director de proyectos
dtrujillo@acl-estructuras.com

Mario GARCÍA RAMÍREZ
Ingeniero de Caminos, C. y P.
AOPJA
Gerente de actuaciones
mario.garcia@aopandalucia.es

Miguel Ángel GARCÍA CAÑIZARES
Ingeniero de Caminos, C. y P.
AOPJA
Gerente de actuaciones
miguelangel.garcia@aopandalucia.es

Carlos CAMACHO GONZÁLEZ
Ingeniero de Caminos, C. y P.
AOPJA
Gerente de actuaciones
carlos.camacho@aopandalucia.es

Eduardo CAROSELLI BLANCO
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Sando Construcciones
Gerente de Obra
ecaroselli@sando.com

Eduardo LÓPEZ SÁNCHEZ
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Acciona
Jefe de Obra
eduardo.lopez.sanchez@acciona.com

Palabras clave: metro, puente, muro descendente, muralla nazarí, proyecto, cálculo, construcción singular.

Resumen

El Metro de Málaga es una obra dinámica cuyos tramos se están abriendo al servicio a medida que se va completando su ejecución. En el último lustro, se han acabado y puestos en funcionamiento los tramos Renfe-Guadalmedina y Guadalmedina-Atarazanas.

El paso de una obra subterránea de este tipo por el centro de una ciudad con tanta historia conlleva la realización una amplia actividad arqueológica. Además de los trabajos arqueológicos más habituales, el proyecto del tramo Renfe-Guadalmedina preveía la existencia de restos de una muralla nazarí, que debían ser respetados y que, posteriormente en fase de obra, se decidió incluso poner en valor haciéndolos visitables.

Los trabajos realizados alrededor de la muralla, que cruza aproximadamente ortogonal a la traza y se encuentra moderadamente superficial, constituyen una de las actuaciones singulares de la obra. La solución proyectada para poder construir el Metro bajo la muralla consistió en su sustentación mediante un cajón descolgado del dintel de cubierta, cuya losa inferior se ejecutó mediante un laborioso sistema de excavación y hormigonado por bataches al amparo de un paraguas de micropilotes horizontales.

A su vez, el cruce de la muralla no permitía la realización de pantallas en su sombra, por lo que se interrumpieron en sus proximidades. La contención del terreno bajo la muralla se consiguió mediante un muro descendente ejecutado igualmente por bataches horizontales y verticales, conectados a las pantallas aledañas.

Por otro lado, el tramo Guadalmedina-Atarazanas discurre bajo la Avenida de Andalucía, que cruza sobre el río Guadalmedina mediante el Puente de Tetuán. Para ejecutar la obra subterránea, se demolió en toda su longitud aproximadamente la mitad de anchura del puente, que tuvo posteriormente que reconstruirse. El apoyo de las pilas y estribos del nuevo puente sobre la estructura del Metro supuso un reto tanto de dimensionamiento estructural como constructivo.

Estaciones subterrâneas de metro construidas con pozos secantes – estación São Joaquim. Linea 6 metro São Paulo



Figura 1. Vista aérea de la Estación de São Joaquim en fase de ejecución del pozo de alargamiento y demolición del pozo de ataque.

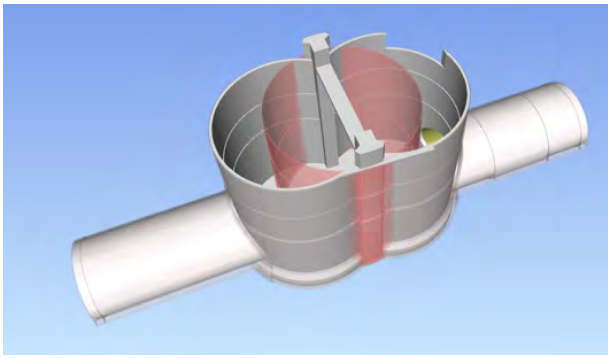


Figura 2. Modelo del pozo de la estación junto con el pozo de ataque en rojo.

Manuel JIMENEZ HERNANDEZ
Ingeniero de Caminos
Acciona Infraestructuras
Director Contrato Línea 6 Metro São Paulo
manuel.jimenez.hernandez@acciona.com

Lucio SOUZA PEREIRA MATTEUCCI
Ingeniero Civil
Acciona Infraestructuras
Director Contrato Línea 6 Metro São Paulo
lmatteucci@acciona.com

José María CREUS FERNANDEZ
Ingeniero Caminos
Acciona Infraestructuras
Director Ingeniería Línea 6 Metro São Paulo
josemaria.creus.fernandez@acciona.com

Carlos PEÑA CHUECA
Ingeniero de Caminos
Acciona Infraestructuras
Gerente Oficina Técnica Línea 6 Metro São Paulo
capenac@acciona.com

Cristian Jesús SANCHEZ CORREA
Ingeniero Industrial
Acciona Infraestructuras
Especialista Estructuras Línea 6 Metro São Paulo
cjsanchez@acciona.com

Pedro REY ANTON
Arquitecto
Acciona Infraestructuras
BIM Manager Línea 6 Metro São Paulo
Pedro.rey.anton@acciona.com

Rodrigo PAGNUSSAT
Ingeniero Civil
Acciona Infraestructuras
Coordinador estructuras Línea 6 Metro São Paulo
rpagnussat@acciona.com

Michel RODRIGUES DE ALMEIDA
Ingeniero Civil
Acciona Infraestructuras
Gerente Ingeniería Línea 6 Metro São Paulo
michel.rodrigues.almeida@acciona.com

Palabras clave: Proyecto de estructuras de hormigón, Pozos secantes, Estaciones de Metro, Metro de São Paulo.

Resumen

La construcción de estaciones de metro subterráneas mediante el sistema de excavación con pozos secantes es una alternativa al sistema “cut and cover”. Las estructuras de pozos secantes permiten que la estructura trabaje principalmente a compresión; lo que, en comparación con las estaciones excavadas con pantallas, da lugar a menores espesores de revestimiento finales y a menores cuantías de acero. Otras ventajas importantes de esta tipología son la menor cantidad de arriostramientos necesarios, tanto para las paredes en fase definitiva como para el revestimiento primario durante la fase de excavación del pozo, además de la optimizar del espacio en el caso de emplazamientos con poca superficie disponible para la implantación.

En este artículo traemos el ejemplo de la estación de São Joaquim, en la Línea 6 del metro de São Paulo. La singularidad de esta estación radica en que está conformada mediante dos pozos secantes de 18 metros de radio y 52 metros de profundidad. En la configuración final de la estructura, los muros del revestimiento definitivo, en forma de arco, se apoyan en la parte central de la estación sobre un pórtico de hormigón cuyos pilares son ejecutados en las intersecciones de los pozos.

El proceso constructivo parte de la ejecución del pozo central, que posteriormente se amplía con los dos secantes. En este proceso, así como en fase definitiva el pórtico desempeña un papel fundamental ya que equilibra las paredes del revestimiento primario durante la fase de ampliación de los pozos, como de conexión entre los dos revestimientos con el pilar, elemento crítico dentro del comportamiento estructural. Cabe destacar que el análisis de este tipo de estructuras debe tener en cuenta las diferentes fases de construcción y las cargas respectivas que actúan en las distintas fases, para así evaluar las tensiones críticas en los diferentes elementos.

Utilización de Encofrado Deslizante para Pozos de Gran Diámetro



Figura 1. Fotografía del proceso de ejecución del deslizado.

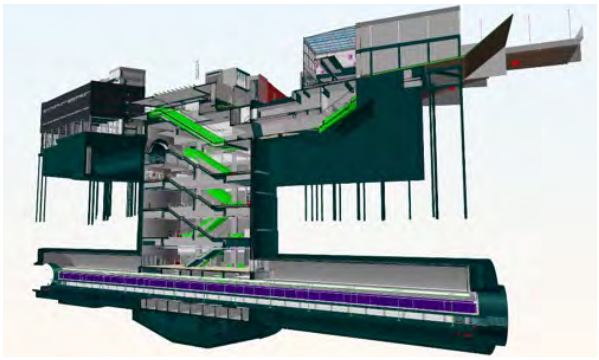


Figura 2. Sección del pozo de la estación.

Manuel JIMENEZ HERNANDEZ
Ingeniero de Caminos
Acciona Infraestructuras
Director Contrato Línea 6 Metro São Paulo
manuel.jimenez.hernandez@acciona.com

Lucio SOUZA PEREIRA MATTEUCCI
Ingeniero Civil
Acciona Infraestructuras
Director Contrato Línea 6 Metro São Paulo
lmatteucci@acciona.com

José María CREUS FERNANDEZ
Ingeniero Caminos
Acciona Infraestructuras
Director Ingeniería Línea 6 Metro São Paulo
josemaria.creus.fernandez@acciona.com

Carlos PEÑA CHUECA
Ingeniero de Caminos
Acciona Infraestructuras
Gerente S. Técnica Línea 6 Metro São Paulo
capenac@acciona.com

José VERA AGULLO
Ingeniero Químico
Acciona Infraestructuras
Gerente Grupo Hormigón en Infraestructuras
jose.vera.agullo@acciona.com

Ignacio ROUCO RODRIGUEZ
Ayudante de Obra
Acciona Infraestructuras
Responsable de Calidad y MA
ignacio.rouco.rodriguez@acciona.com

Cristian Jesús SANCHEZ CORREA
Ingeniero Industrial
Acciona Infraestructuras
Consultor Estructuras Línea 6 Metro São Paulo
cjsanchez@acciona.com

Pedro REY ANTON
Arquitecto
Acciona Infraestructuras
BIM Manager Línea 6 Metro São Paulo
Pedro.rey.anton@acciona.com

Palabras clave: Construcción de estructuras, Metro Sao Paulo, Encofrado deslizante, Pozos gran diámetro, Tiempo de curado.

Resumen

La tecnología de los encofrados deslizantes fue desarrollada en los años 40 por el Ingeniero Emik Lindman y es un sistema recomendado en particular para estructuras de gran altura y sección más o menos constante.

Para la Línea 6 del metro de Sao Paulo se están construyendo 15 estaciones con dos tipologías bien diferenciadas. La primera mediante "cut and cover" (Estaciones de Santa Marina, Perdices, 14-Bis) mientras que en la segunda se ejecutan pozos de gran diámetro de hasta 37 m de radio (resto de estaciones) para excavar posteriormente en caverna la estación. Hay que destacar que nos encontramos ante una Línea a gran profundidad, con estaciones situadas a más de 60 m.

En esta segunda tipología constructiva es donde se han utilizado, para el revestimiento secundario de los pozos, encofrados deslizantes. La diferencia fundamental respecto a deslizados tradicionales, y que hace muy significativa la utilización del deslizado en los pozos que forman parte de las estructuras de las estaciones de la Línea 6 del Metro de Sao Paulo, son sus grandes dimensiones elevados espesores de hormigón de las paredes y accesos muy complicados a los puntos de hormigonado.

Así, por ejemplo, las estaciones de Bela Vista y Joao Paulo, ambas ejecutadas mediante deslizado tienen un radio interior de 37 m unos espesores de pared máximos de 1,2 m. Se han llegado a colocar más de 5000 m^3 de hormigón de manera continua en un mismo pozo.

Esto obliga a realizar un estudio previo y una planificación muy detallada tanto del proceso de hormigonado como del proceso de cura, así como diseños muy específicos de las dosificaciones de hormigón, que permitan adecuarse a diferentes velocidades de deslizado debido a los espesores las capas de hormigón colocadas, climatología, huecos las paredes, etc.

Hampton Road Bridge-Tunnel. Muelle provisional desmontable para descarga de piezas de pontona

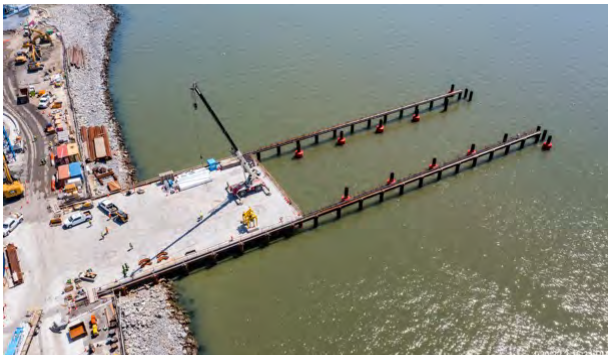


Figura 1. Foto aérea de la estructura terminada.

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefe de Servicio de Procesos Constructivos y Trabajos Temporales.
avazquezs@dragados.com

José SIMÓN-TALERO MUÑOZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TORROJA INGENIERIA, S.A.
Presidente y Consejero Delegado
jsimontalero@torroja.es

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefa del Departamento de Puentes, Estructuras, Obras Marítimas y Geotecnia
clucass@dragados.com

Héctor BERNARDO GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PONTEM ENGINEERING
Director de Operaciones
hbernardo@pontem.es

Palabras clave: muelle provisional, desmontable, estructura metálica, pilotes metálicos hincados.

Resumen

Los elementos temporales de las grandes obras son, en muchos casos, estructuras relevantes en sí mismas. Este es el caso del muelle temporal desmontable para la descarga de las dovelas del túnel y elementos de la TBM, que son suministrados sobre pontona en la isla donde están las bocas de los túneles de la obra de Hampton Roads Bridge-Tunnel Expansion Project (Norfolk, Virginia, EE.UU.).

La estructura del muelle temporal se diseñó para cumplir los siguientes requisitos:

- Permitir la descarga de las piezas de la TBM, desde la pontona al muelle (Roll-on Roll-off).
- Servir de lugar de acopio de las dovelas prefabricadas del anillo del túnel.
- Constituir la plataforma para la operación de grúas y maquinaria de transporte (camiones y SPMTs) en la zona.
- Permitir la circulación de un puente grúa de 50 Tn bajo gancho sobre las vigas pilotadas de los laterales del muelle para la descarga de la pontona y transporte de las piezas.
- Resistir las fuerzas de entrada y amarre para una pontona de hasta 195’ x 60’.

Además hubo que diseñar unos detalles de conexión que, permitiendo la transmisión de esfuerzos necesaria para la resistencia estructural, admitieran unas tolerancias realistas en el hincado de pilotes metálicos. Todo ello, sin perder de vista el carácter temporal de la estructura y, con ello, la necesidad de desmontaje al final de la obra y la simplicidad y economía de la solución.

En esta ponencia se describe tanto el proyecto de esta singular estructura provisional, como el proceso constructivo, que fue determinante para el diseño de los detalles de unión.

Diseño de un nuevo muelle de hidrocarburos en la ría de Huelva-muelle sur (Tartessos)



Figura 1. Planta de estado futuro.

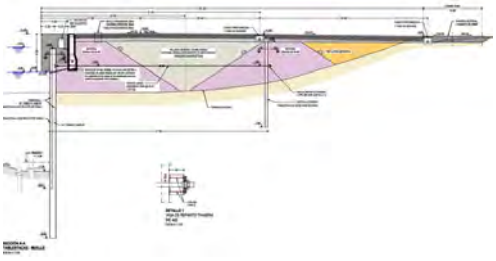


Figura 2. Sección tipo propuesta.

Mª Piedad HERRERA GAMBOA
Doctora Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Directora de Proyectos
mariapiedad.herrera@proes.es

Manuel BUENO AGUADO
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director de Proyectos
manuel.bueno@proes.es

Roberto PILLADO GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director del Departamento de Ingeniería Marítima
roberto.pillado@proes.es

Manuel Alejandro NICOLÁS PAZO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director de Proyectos
manuel.nicolas@proes.es

Alberto UÑA UÑA
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director de Proyectos
alberto.una@proes.es

Palabras clave: estructuras marítimas, muelle, hidrocarburos, tablestacas, navegación, dragado.

Resumen

Exolum y Cepsa, empresas líderes del sector energético, desean ampliar la capacidad de sus instalaciones localizadas en Huelva, para la realización de operaciones de carga/descarga de hidrocarburos. Para ello, ambas compañías se constituyen en una UTE, ganando el concurso público de Concesión del Puerto de Huelva para la construcción de un nuevo terminal para graneles energéticos. La principal singularidad del proyecto es la necesidad de adoptar una tipología de muelle continuo de tablestacas, dando continuidad al muelle de contenedores construido recientemente.

El nuevo muelle contará con un atraque para hidrocarburos, con buques de capacidad entre 5.000 y 110.000 TPM, y un segundo atraque, en simultaneidad, para buques BIOS/HVO (Proyecto Verde) con tamaños desde 5.000 a 50.000 TPM.

Proes ha desarrollado este proyecto constructivo. En su diseño se han tenido en cuenta los principales condicionantes climáticos y de operación habituales en la ría, que han requerido la realización de estudios náuticos y el desarrollo de una ingeniería de detalle.

El nuevo muelle, coronado a la cota +6,5 m, se plantea con una sección tipo combi-wall y está formado por pilotes metálicos HZ de sección 1180 MB 12 S-460AP, conectados lateralmente mediante tablestacas AZ 28-750 S-270GP. La pantalla frontal está conectada a una pantalla de anclaje, formada por perfiles AZ 28+750 S-430GP Doble, que se encuentra a 37 m de distancia en el trasdós, mediante tirantes metálicos macizos ASDO 500 M 115/90, separados 2,02 m. El muelle se diseña para un dragado situado a la cota 17 m, que permite albergar buques de hasta 110.000 TPM y 254 m de eslora, si bien se realizará un dragado por fases, condicionado a los dragados futuros previstos en el canal de navegación de la ría. La tipología de tablestacas en muelles de gran calado optimiza los volúmenes de dragado y reduce la afección ambiental.

Falso túnel para protección de desmonte. N-260 Congosto de Ventamillo – Campo



Figura 1. Vista frontal de la estructura terminada.



Figura 2. Vista del falso túnel desde la boca del túnel 1.

Luis SOPEÑA CORVINOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, S.A.
Ingeniero Estructural
Dirección Técnica
lsopenac@dragados.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, S.A.
Jefe Servicio Puentes y Estructuras Obra Civil
Dirección Técnica
jjalvareza@dragados.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefa Dpto Estructuras, Geotecnia, O. Marítimas
Dirección Técnica
clucass@dragados.com

Miguel ESTAÚN IBÁÑEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
STRUCRES ENGINEERING
Director Técnico
mestaun@strucres.com

Alejandro MARÍN IBÁÑEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
STRUCRES ENGINEERING
Departamento Técnico
amarin@strucres.com

Jose María MOREJÓN LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, S.A.
Jefe de Obra
jmmorejonl@dragados.com

Alberto ORTEGA GIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefe de Producción
aortegag@dragados.com

Gabriel SOLA MUNARRIZ
Ingeniero en Geodesia y Cartografía.
DRAGADOS S.A.
Jefe de Oficina Técnica
gsolam@dragados.com

Palabras clave: construcción de estructuras, falso túnel, protección, impacto, desprendimiento, visera, emergencia.

Resumen

Durante los trabajos de ejecución del proyecto "Acondicionamiento de la N-260 Tramo Congosto de Ventamillo – Campo", en la provincia de Huesca, se produce un desprendimiento en el desmonte D28. Se inicia entonces una obra de emergencia en la que, además de los trabajos de estabilización de dicho talud, se requiere de una estructura de protección frente a posibles futuros desprendimientos en esa zona, entre el PK 7815+00 (emboquille sur del túnel 1) y el PK 7865+00).

La estructura de protección se diseña como un falso túnel, con elementos de hormigón armado. Además de proteger ese tramo de carretera frente a posibles desprendimientos, debía resolver la transición con el túnel 1, así como permitir el paso de vehículos por la vía de servicio que se dejará por fuera del túnel. Por ello tiene dos zonas diferenciadas: la primera, en una longitud de 35 m (incluyendo 2,50 m de transición con el túnel), pegada al túnel, cerrada (con ventanas), y la segunda, en los restantes 29 m, abierta con dintel en voladizo para permitir el paso de vehículos por el desvío a la vía de servicio por fuera del túnel.

Para cumplir su función y resistir las acciones se definió un lecho de amortiguación sobre el dintel, de 1,00 m de espesor total, para recibir, amortiguar y repartir los impactos de los desprendimientos, y un peto de entre 2,00 y 2,60 m de altura, para contener el lecho de amortiguación y dar una capacidad adicional de contención de los posibles desprendimientos e impedir que salten por encima y vayan al río.

Para el cálculo de las acciones provenientes del desprendimiento de rocas se utiliza como referencia la normativa de la Japan Road Association 2000, junto con un análisis de la morfología rocosa del talud.

Diseño de un sistema de extracción de gas en el lago Kivu (Ruanda)



Figura 1. Vista de una de las pontonas de extracción de gas.

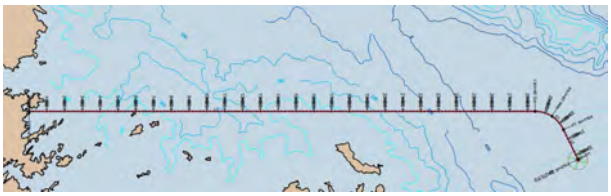


Figura 2. Planta de la tubería de exportación de gas.

Manuel Alejandro NICOLÁS PAZO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director de Proyectos
manuel.nicolas@proes.es

María CALERO MONTEAGUDO
Máster Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Jefa de Proyectos
maria.calero@proes.es

Miriam MORCHÓN MIRANDA
Máster Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Jefa de Proyectos
miriam.morchon@proes.es

Javier RUEDA GALLEGO
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
PROES
Jefe de Proyectos
javier.rueda@proes.es

José Manuel GARCÍA MUÍÑA
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director de Desarrollo de Negocio
jmanuel.garcia@proes.es

Roberto PILLADO GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director del Departamento de Ingeniería Marítima
roberto.pillado@proes.es

Palabras clave: dominio del tiempo, fatiga, rainflow, oleaje, grandes desplazamientos.

Resumen

El lago Kivu es uno de los mayores lagos del continente africano, con una profundidad que supera los 500 m. Situado en la frontera entre Ruanda y el Congo, es un lago de agua dulce, cuyas características geomorfológicas, la interacción con las aguas termales volcánicas y la estratificación de sus aguas profundas han provocado que los niveles inferiores presenten una elevada concentración de dióxido de carbono (CO_2) y metano (CH_4) disueltos. Se estima que la cantidad de metano disuelta en el fondo del lago es de 65 kilómetros cúbicos.

El objetivo del proyecto Lake Kivu Gas Extraction Project consiste en el diseño y la ejecución de un sistema de 3 pontonas flotantes, equipadas con *risers* de recuperación de agua de la zona más profunda del lago, equipos de extracción del metano del agua y una tubería de exportación del gas con una longitud total de 36 km, que permitan la comercialización de esta fuente de energía. La capacidad de producción final del proyecto se sitúa en los 10 MMSCFD (10 millones de pies cúbicos al día) de gas metano.

El equipo de Proes ha sido el responsable del diseño de las pontonas metálicas, el sistema de amarre de las pontonas, la tubería de exportación de gas y el puerto de servicios.

Las pontonas metálicas se han proyectado por medio de un sistema de módulos estandarizados, que facilitan su transporte desde los astilleros hasta el corazón de África. El amarre de las pontonas al fondo marino se realiza por medio de un sistema semirrígido, en el que se considera el empleo de materiales sintéticos como el DM20.

La tubería de exportación se ubica a 20 m de profundidad, controlándose su trazado vertical mediante un sistema de boyas, junto con unos anclajes al fondo.

Diseño del sistema de amarre y cable dinámico de un prototipo de FOWT (Hivewind)

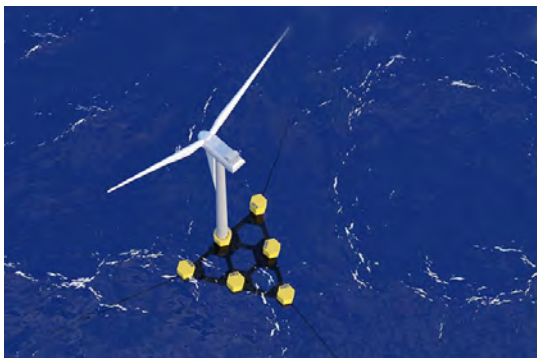


Figura 1. Vista de una de las plataformas flotantes.

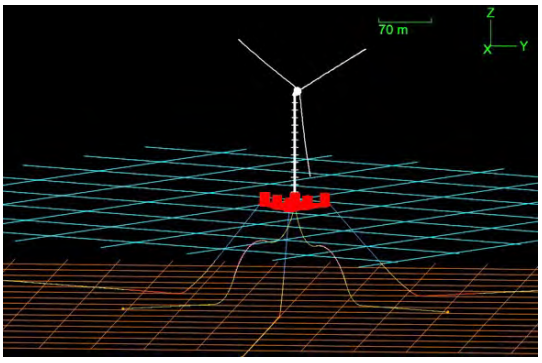


Figura 2. Modelo de cálculo.

Manuel Alejandro NICOLÁS PAZO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director de Proyectos
manuel.nicolas@proes.es

Enrique Juan de FARAGÓ BOTELLA
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director del Departamento de I+D+I
enrique.farago@proes.es

Roberto PILLADO GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PROES
Director del Departamento de Ingeniería Marítima
roberto.pillado@proes.es

Albert CALERO MONTEAGUDO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SENER
Director de Proyectos
albert.monclus@sener.es

Palabras clave: SKS, cable dinámico, aerogenerador, flotante, OWT, FOWT.

Resumen

El proyecto Hivewind consiste en el desarrollo de un prototipo de plataforma para alojar un aerogenerador flotante de 15 MW. Este proyecto se encuentra participado por las empresas Sener y Nervión. Como empresa de ingeniería del Grupo Amper, Proes ha participado en las fases iniciales de diseño proyectando el sistema de amarre de la plataforma, así como el cable dinámico de exportación de corriente.

Se trata de una plataforma metálica modular, perfectamente adaptada para su fabricación en las instalaciones que Nervión posee en Galicia. La tipología de esta plataforma es semisumergible, lo que la hace idónea para las profundidades de la Península Ibérica.

El sistema de amarre de la plataforma al fondo marino se realiza por medio de 3 líneas de sujeción de características semirrígidas, ejecutadas de manera híbrida, por medio de un tramo sintético y un tramo de cadena clásica. El diseño de este sistema de amarre o SKS se ha realizado tanto para las condiciones de operación, como para las de mar extremo y severo. También se han realizado comprobaciones de fatiga de los materiales.

Los cables dinámicos de energía son dos y tienen como función la exportación a tierra de la energía producida por la unidad flotante. La disposición de esta conexión eléctrica se realiza en anillo. La geometría del cable dinámico es curva, conforme a la configuración de *lazy wave*, de manera que el tramo dinámico sea capaz de amoldar los movimientos de desplazamiento de la plataforma y no se produzcan transmisiones de esfuerzos a la parte estática. Para ello, se dota al cable dinámico de un tramo de boyas de compensación, un *dynamic bend stiffener* en su unión con la plataforma y una camisa de protección contra la erosión en el tramo en contacto con el fondo marino.

Aparcamientos subterráneos en el entorno del Estadio Santiago Bernabéu. Aparcamiento Castellana. Aparcamiento Padre Damián

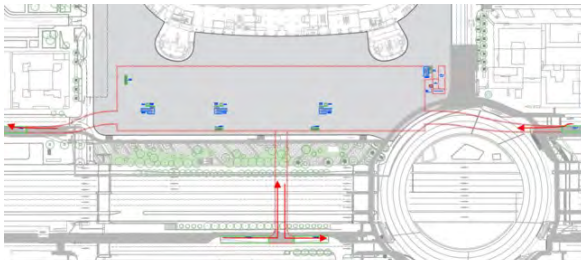


Figura 1. Esquema de accesos aparcamiento de Castellana.

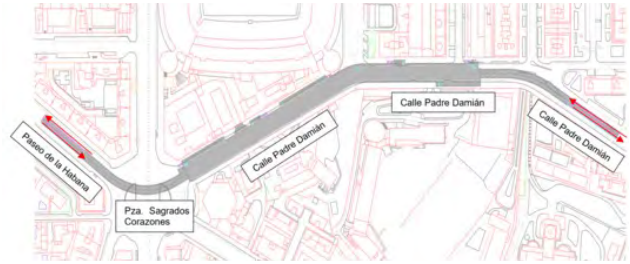


Figura 2. Esquema de accesos Padre Damián/Paseo de la Habana.

José SORIANO MARTIN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Jefe de Equipo
jsm@fhecor.es

Rafael MORENO PEREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Ingeniero de Proyecto
rmp@fhecor.es

Alvaro HERNÁNDEZ LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Ingeniero de Proyecto
ahl@fhecor.es

Eduardo ROMERO REY
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Departamento de Edificación
err@fhecor.es

Palabras clave: contenciones, construcción descendente, pilas-pilote.

Resumen

En el entorno del Santiago Bernabéu se plantea la ejecución de dos aparcamientos subterráneos. municipales que se licitarán mediante concesión, de forma sean construidos y explotados por una serie de años por una empresa privada tras los que volverá a propiedad municipal.

El primero de los aparcamientos se plantea entre el estadio y la castellana. Se trata de un aparcamiento de 4 sótanos y un total de 1229 plazas. Su construcción se ha previsto mediante un sistema descendente, de manera que se ejecute inicialmente la cubierta sobre pilas pilote y se pueda liberar la plaza lo antes posible mientras que se ejecuta el resto de la construcción bajo rasante.

Los principales condicionantes para la construcción de este aparcamiento son el desvío de servicios afectados a una nueva galería dispuesta al exterior aparcamiento y paralela a la Castellana y los accesos, que se ubican a ambos lados de la Castellana, y uno de ellos (el del lado impares) debe cruzarla hasta conectar con el aparcamiento a nivel de sótano 3.

El otro del aparcamiento se ubica en el lado Este del estadio, bajo la calle Padre Damián. Este aparcamiento debe solucionar algunos requisitos del diseño como son la creación de un centro logístico en el primer sótano, permitir el estacionamiento de autobuses en el sótano 2 así como dotar de un mínimo número de plazas para residentes.

Se plantea un aparcamiento lineal con acceso desde ambos extremos en continuidad con la Calle Padre Damián y Paseo de la Habana. De este modo es posible canalizar el tráfico en el interior del aparcamiento y reducir el tráfico rodado en superficie.

Para su construcción una vez ejecutada las pantallas de pilotes laterales y la losa de cubierta aligerada y postesada, se ha previsto la excavación completa al amparo de puntales interiores.

Fully Load-Bearing Reinforced 3D Printed Concrete and its Application in Tor Alva, The World-Tallest 3D Printed Concrete Tower



Figure 1. Tor Alva construction and visualisation. Photo: A. Giraldo Soto; Visualisations: A. Anton, M. Hansmeyer and B. Dillenburger.

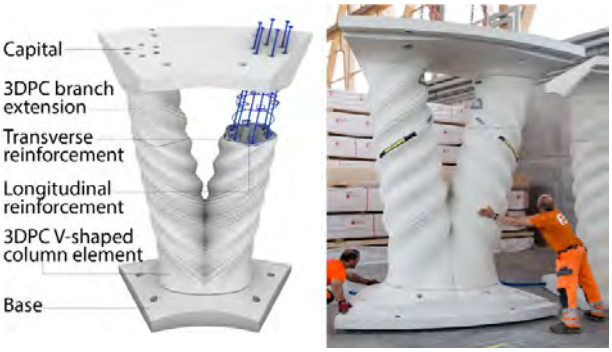


Figure 2. Reinforced 3DPC V-column. Photo and visualisations: A. Anton.

Alejandro GIRALDO SOTO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Institute of Structural Engineering
ETH Zurich, Switzerland
Senior Researcher
giraldo@ibk.baug.ethz.ch

Ana ANTON
Dr. Sc. Arch.
Digital Building Technologies
ETH Zurich, Switzerland
Postdoctoral Researcher
anton@arch.ethz.ch

Lukas GEBHARD
Dr. Dipl. Ing. ETH/SIA
Institute of Structural Engineering
ETH Zurich, Switzerland
Postdoctoral Researcher
gebhard@ibk.baug.ethz.ch

Jürg CONZETT
Dipl. Ing. ETH/SIA
Conzett Bronzini Partner AG
Chur, Switzerland
Senior Partner
j.conzett@cbp.ch

Walter KAUFMANN
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Institute of Structural Engineering
ETH Zurich, Switzerland
Full Professor
kaufmann@ibk.baug.ethz.ch

Benjamin DILLENBURGER
Prof. Dr. Sc. Arch.
Digital Building Technologies
ETH Zurich, Switzerland
Full Professor
dillenburger@arch.ethz.ch

Michael HANSMEYER
Dr. Sc. Arch.
Digital Building Technologies
ETH Zurich, Switzerland
Computational Architecture
hansmeyer@arch.ethz.ch

Keywords: digital fabrication, reinforced 3DPC, full-scale 3DPC testing, 3DPC construction.

Abstract

Digital fabrication with concrete (DFC), particularly 3D printed concrete (3DPC), is a rapidly advancing and has seen significant growth in construction applications in recent years. However, 3DPC exhibits non-isotropic properties caused by the 3D printed concrete layers that differ from conventional cast concrete. As results, the design of 3DPC elements is not yet covered by current standards and lacks established mechanical models, reinforcement concepts, and load-bearing validation for full-scale structures.

Tor Alva, a 30-meter-high tower and the tallest of its kind, is an example of a full-scale application (2024-2025) in the Swiss Alps using DFC. The tower structure consists of a modular system featuring fully load-bearing reinforced 3DPC V-columns. It exploits the capabilities of 3DPC by leveraging it as a fully load-bearing material, with integrated transverse and vertical reinforcement resisting to ensure structural integrity just like ordinary reinforced concrete. Load tests on full-scale reinforced 3DPC V-columns were carried out to validate the structural concept of the Tor Alva columns ensuring its required performance and structural integrity.

This paper presents (i) an overview and the structural concept of Tor Alva and (ii) the experimental results of full-scale tests on the reinforced 3DPC V-columns of Tor Alva.

REALIZACIONES. PASARELAS

Pasarela atirantada de las Dos Castillas en Pozuelo de Alarcón (Madrid)



Figura 1. Alzado general de la pasarela.



Figura 2. Vista global de la estructura.

Ramón SÁNCHEZ DE LEÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTUDIO AIA, SA.
Director de Obra Civil
rsanchezdeleon@estudioaaia.com

Francisco SÁNCHEZ DE LEÓN
Arquitecto
ESTUDIO AIA, SA.
Director Dpto. Arquitectura
fsanchezdeleon@estudioaaia.com

Palabras clave: cable, pilono inclinado, acero, hito urbano.

Resumen

Se presenta una pasarela resuelta mediante una estructura atirantada de canto constante sobre la autovía M-503 en Pozuelo de Alarcón (Madrid) a la que se accede por unas rampas laterales en el estribo norte y se da continuidad en el estribo sur a un itinerario ciclopeatonal, se proyecta con una longitud de 80,00 mts de luz en vano único.

La pasarela es muy esbelta con una relación canto/luz de 1/67. La anchura útil es de 4,50 m, que se divide en 2,25 m para ciclistas y 2,25 m para peatones, plataformas separadas físicamente por la viga central, lo que impide la interferencia de tráficos al cruzar la pasarela.

El tablero está sustentado por un pilono de acero inclinado sobre la horizontal con una altura superior a los 28,00 m desde la cota del tablero. Del pilono parten 13 parejas de tirantes para sustentar el tablero cada 4,75 m. La parte trasera el pilono está retenido mediante una única pareja de tirantes anclada a la cimentación.

Para garantizar la estabilidad del tablero y el anclaje del tirante de retenida, el tablero se prolonga en la parte trasera del pilono en lo que denominaremos la cola de la pasarela y que está semioculta en los muros de las rampas de acceso.

En el extremo de la cola está el anclaje activo de la pareja de tirantes de retenida y a su vez la cola se ancla verticalmente por medio de una doble rótula hasta la cimentación. La doble rótula se materializa con bulones de 180 mm de diámetro de acero especial.

El anclaje a la cimentación se realiza con 12 barras roscadas de 40 mm tesadas a 860 kN cada una de ellas. En el fondo de la cimentación estas barras quedan ancladas transmitiendo la carga al hormigón de la cimentación.

Pasarela sobre la M-508 en Pozuelo de Alarcón



Figura 1. Estribo izquierdo sobre muros de gaviones.

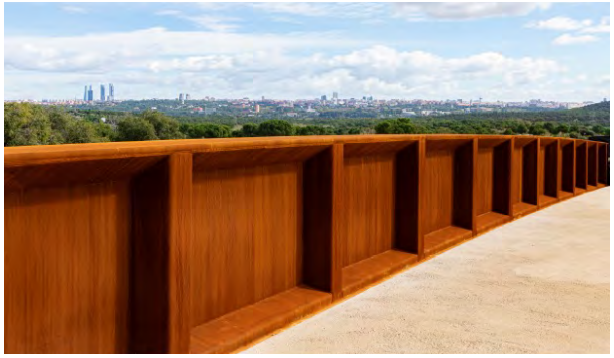


Figura 2. Alma de una de las vigas vista desde el interior de la pasarela.

Ramón SÁNCHEZ DE LEÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTUDIO AIA, SA.
Director de Obra Civil
rsanchezdeleon@estudioaaia.com

Francisco SÁNCHEZ DE LEÓN
Arquitecto
ESTUDIO AIA, SA.
Director Dpto. Arquitectura
fsanchezdeleon@estudioaaia.com

Palabras clave: construcción de estructuras, acero, bijácena, autopatinable, gaviones, ciudad.

Resumen

La pasarela se ubica sobre la carretera M-508 en Pozuelo de Alarcón, dentro de un itinerario ciclopeatonal que conecta la trama urbana con el Parque Adolfo Suárez, anexo a la Casa de Campo de Madrid.

La pasarela se resuelve mediante una estructura bijácena de canto constante sobre la M-508 a la que se accede por rampas laterales en terraplén, tanto en el estribo este como en el oeste. Se proyecta con una luz libre de 50,00 m biapoyada en vano único. Se ha estudiado minuciosamente el pandeo lateral de ambas vigas al estar la cabeza de compresión exenta.

El tablero se compone de dos vigas metálicas en T unidas en su ala inferior conformando una artesa abierta en su parte superior, sobre la que se apoya un forjado mixto de chapa grecada y losa de hormigón que constituye la plataforma pisable de la pasarela. El diseño de la estructura se realiza en acero de resistencia mejorada a la corrosión S355J2W (acero corten), que se integra perfectamente en las zonas verdes y naturales que la rodean.

El tablero tiene un canto constante de 1,80 metros y una geometría curva en alzado (radio de 350 m), para darle mayor expresividad, sin superar en ningún momento, la pendiente límite por accesibilidad del 6%. La pasarela es esbelta con una relación canto/luz de 1/28. La anchura útil es de 4,00 m, que se divide en 2,00 m para ciclistas y 2,00 m para peatones. El gálibo mínimo de la pasarela sobre la M-508 es de 5,50 m.

La pasarela se apoya sobre unos estribos durmientes ejecutados sobre pilotes, con un recubrimiento del terraplén con muro frontal de gaviones de piedra caliza, mimetizándola con el entorno.

Pasarela sobre el río Tajo en Trillo



Figura 1. Vista general de la pasarela, con una única pila intermedia.



Figura 2. Imagen de la estructura original, con tres pilas intermedias.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

Javier SAN ROMÁN GALÁN
Arquitecto
CESMA Ingenieros S.L.
Arquitecto
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de pasarela, intervención en estructuras existentes, estructura mixta, arco superior, arco inferior.

Resumen

La pasarela sobre el río Tajo en el municipio de Trillo une el Balneario Carlos III con el Complejo Turístico El Colvillo de esta localidad alcarreña. Sustituye a una estructura previa, cuyo tablero de cuatro vanos, con una longitud total de 66 m, estaba en mal estado. Además, las tres pilas, de sillería con secciones masivas, constituían un perfil hidráulico desfavorable en caso de avenidas importantes. Con objeto de resolver ambos problemas se eliminaron dos de las pilas situadas en el cauce, manteniendo la tercera y ambos estribos, colocando en estos casos una pieza de hormigón de complicada geometría en su coronación que sirve de transición entre los elementos existentes de piedra y la nueva superestructura, formada por dos vanos continuos de 23 y 43 m de luz y 5 m de ancho de tablero.

El vano mayor se resuelve mediante un arco superior, con una flecha que corresponde a un octavo de la luz, y un tablero inferior que recoge los empujes horizontales. El arco metálico, de sección en cajón, está alineado con el eje del tablero del que recibe las cargas a través de montantes rígidos. Este elemento se convierte en tirante inferior del vano menor, con un canto del orden de un dieciseisavo de su luz, manteniendo la sección transversal cerrada de acero. El tablero es mixto, formado por un cajón metálico de almas verticales de 1,5 m de ancho y 0,5 m de canto, del que arrancan jabalcones conformados por perfiles armados con canto variable, sobre los que están apoyadas las chapas grecadas del forjado mixto que sirven de encofrado perdido a la losa superior.

La actuación se completa con el acondicionamiento de los accesos y con la rehabilitación de los muros de piedra, creando una zona de mirador agradable hacia el río Tajo.

Pasarela Malecón Checa sobre el río Rímac en Perú



Figura 1. Vista aérea general de la pasarela.



Figura 2. Vista de detalle de la estructura.

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros, S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Diego AITA SANTOS
Ingeniero de Obras Públicas
CESMA Ingenieros, S.L.
Ingeniero
peru@cesmaing.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de pasarela, sustitución de estructura, hidrografía, protección de cauces, cimentación profunda, estructura atirantada, doble arco.

Resumen

La pasarela resuelve el acceso peatonal desde la Cuadra 18 de la Avenida Malecón Checa a la Avenida Libertadores sobre el río Rímac en Lima, Perú, mejorando así la comunicación entre ambas zonas urbanas y dando servicio a una de las zonas socialmente más deprimidas de la ciudad.

La pasarela sustituye a una estructura anterior que colapsó durante la crecida del río causada por el fenómeno del Niño en el año 2017, por lo que su diseño está condicionado por el estudio del cauce que se realizó para garantizar que las cimentaciones no sean afectadas por procesos climáticos similares. Este es el motivo por el cual se definió un único vano de 84 m de luz, sin apoyos intermedios, alejando los estribos de la zona inundable y con cimentaciones profundas para evitar su descalce, en una zona además fuertemente condicionada por la alta sismicidad. La ejecución de los pilotes resultó muy compleja por la mala calidad del terreno y por la existencia de líneas de alta tensión que impedían el acceso de maquinaria especializa, recurriéndose por este motivo al empleo de métodos manuales de excavación de pocería tradicional.

El único vano de la estructura está constituido por un doble arco superior que arranca del centro de la sección transversal y un tablero mixto inferior, unidos con péndolas tubulares. Los arcos superiores tienen sección trapezoidal, uniéndose en los arranques en un único cajón y separándose entre sí hacia la clave del arco. El tablero, con un ancho variable que pasa de 5 m en los estribos a 8 m en la parte central, está formado por un cajón metálico, de 1,7 m de ancho y 0,8 m de canto, con costillas laterales y una losa superior de hormigón de 0,16 m de espesor dispuesta sobre una chapa colaborante de acero galvanizado.

Pasarela ignífuga en la calle San Ildefonso de Salamanca



Figura 1. Vista general de la pasarela desde la vías del tren.



Figura 2. Detalle de la estructura.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

Peter TANNER FURRER
MSc ETH, Zürich; Dr. Ing. de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de pasarela, estructura sobre el ferrocarril, estructura metálica, doble arco.

Resumen

La pasarela se sitúa sobre la línea de ferrocarril Salamanca-Fuentes de Oñoro, paralela al paso superior existente, y se construye con el fin de crear un recorrido independiente para peatones y ciclistas, separado del tráfico rodado, mejorando por tanto la seguridad de los usuarios.

La estructura, formada por perfiles tubulares de sección circular, se concibe como un doble arco inclinado empotrado a los estribos y con tablero mixto intermedio, lo que permite salvar la luz existente de 25 m sin interferir en la electrificación de la vía inferior. El tablero, de 4,25 m de ancho, está formado por una losa de hormigón sobre una chapa grecada colaborante, apoyada en traviesas horizontales que se prolongan en los montantes del arco. Al unir cada uno de los bordes del tablero con los respectivos arcos, los montantes tienen longitudes variables. Estos pasan de ser inferiores al tablero en la zona de estribos a superiores en la parte central de la estructura con una disposición en abanico.

De esta forma se consigue una estructura ligera, con un impacto visual mínimo en el entorno. El uso de perfiles tubulares realza esta percepción ya que permite reducir el uso de elementos secundarios, rigidizadores y otras chapas auxiliares, lo que, además, simplifica su construcción y mejora la durabilidad.

En el tiempo que lleva construida, la pasarela ha sido capaz de soportar no sólo las temperaturas bajo cero típicas de Salamanca, sino también la acción de un fuego descontrolado de algún usuario que decidió cobijarse junto a uno de sus estribos para combatir el frío.

Pasarela en banda tesa sobre el río Cervol en Vinaroz, Castellón

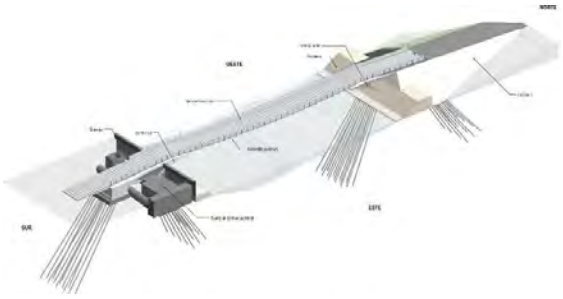


Figura 1. Visualización fotorrealista de la volumetría presentada.

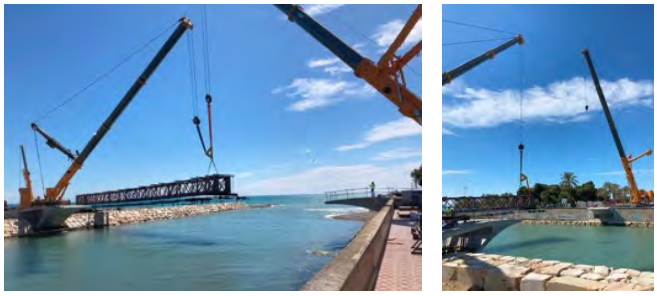


Figura 2. Proceso de izado de la banda tesa.

Enrique G. GOBERNA PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
sbp Ingenieros España, S.L.
Director ejecutivo
e.goberna@sbp.de

Knut STOCKHUSEN
Ingeniero Estructural sbp SE
Director ejecutivo
k.stockhusen@sbp.de

Pedro PEÑA VALLES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
sbp Ingenieros España. S.L.
Ingeniero p.pena@sbp.de

Roberto PIÑOL GÓMEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
sbp Ingenieros España, S.L.
Ingeniero r.pinol@ sbp.de

Alberto SÁNCHEZ GÓMEZ
Arquitecto
sbp Ingenieros España, S.L.
BIM manager
a.sanchez@ sbp.de

Palabras clave: pasarela, banda tesa, dinámica, estética, pretensado, proyecto y cálculo de estructuras, construcción de estructuras.

Resumen

Una nueva pasarela sobre el río Cervol ha entrado a formar parte en la trama urbana de Vinaroz, Castellón. Financiada al 50% con fondos Europeos, el ayuntamiento de la localidad lanzó un concurso de proyecto y obra en la segunda mitad de 2020. La UTE formada por Levantina, Ingeniería y Construcción (LIC) y Pantallax, junto con el equipo técnico de schlaich bergermann partner y la firma de los arquitectos paisajistas Burgos & Garrido Arquitectos, resultó ganadora.

La pasarela da continuidad al paseo Fora del Forat, que es el paseo marítimo de Vinaroz, sobre la desembocadura del río Cervol, al norte de la localidad. La estructura consiste en una banda tesa de acero de unos 50 m de luz, 5 m de ancho y una longitud total de 60m. Dicha banda se ancla en los extremos a estribos pretensados que transfieren la carga al terreno mediante el uso de cimentaciones profundas. El diseño de la pasarela fue concebido para interferir lo mínimo posible en la hermosa vista al mediterráneo que supone esta parte de la ciudad. Por esa razón, la banda tesa, que es la máxima expresión de la esbeltez de una estructura, se consideró como la solución más adecuada.

En el artículo se explican los fundamentos estructurales de la pasarela, los aspectos fundamentales de su diseño estático y dinámico, así como los retos abordados durante la construcción de la misma.

Pasarela peatonal en el enlace de Padre Anchieta de la autopista TF-5 en San Cristóbal de la Laguna, Tenerife



Figura 1. Planta actual del enlace.



Figura 2. Perspectiva de la solución proyectada.

José ROMO MARTÍN
Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
CEO
jrm@fhecor.es

Cristina SANZ MANZANEDO
Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Directora Departamento Obra Civil
csm@fhecor.es

Antonio ROMERO BALLESTEROS
Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Jefe de Proyecto de Obra Civil
arb@fhecor.es

Rodrigo LANGARITA BARBA
Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Ingeniero de Proyecto de Obra Civil
rlb@fhecor.es

Emilio José GRANDE DE AZPEITIA
Ingeniero de Caminos
TRAZAS Ingeniería
Director
egraazp@trazasing.com

Laura RIVEROL PÉREZ
Ingeniero de Caminos
Cabildo de Tenerife
Directora de Obra

Palabras clave: pasarela peatonal, metálica, anillo.

Resumen

El enlace de Padre Anchieta, situado en el término municipal de San Cristóbal de la Laguna, aproximadamente en el PK 9+275 de la autopista TF-5 del norte de Tenerife, fue puesto en funcionamiento en junio de 2007.

La extensión del núcleo urbano y de la Universidad ha supuesto que el enlace quede incorporado a la trama urbana del municipio de La Laguna. En la actualidad, un alto flujo de vehículos hace uso del enlace, lo que en determinados momentos del día supone que se formen retenciones en los ramales de acceso a la glorieta.

La solución proyectada consiste en una pasarela metálica en forma de anillo, que es la tipología más adecuada para dar respuesta a todos los condicionantes del enlace de Padre Anchieta.

El concepto de anillo para la pasarela resulta una solución compacta, que no tiene principio ni fin, sin recovecos, y de mínima superficie expuesta. Además, la figura geométrica de la circunferencia enfatiza la idoneidad de la solución al superponerse en planta con la elipse que constituye el eje de la glorieta actual, además de invitar a la contemplación del paisaje.

Desde el punto de vista estructural, la solución proyectada consiste en una viga curva, continua y metálica, en forma de anillo de aproximadamente 100 m de diámetro. La longitud total del anillo es de 314 m aproximadamente. La sección está formada por una viga en forma de “U” compuesta por dos vigas longitudinales de canto variable. Así, el mayor canto está siempre en el lado interno de la sección, alcanzando un valor máximo de 2.70 m que se reduce hasta desaparecer en los accesos. El tablero tiene un ancho útil mínimo de 3.70 m.

Pasarela peatonal desde el sector Roza Martín al casco urbano de Majadahonda, Comunidad de Madrid



Figura 1. Planta de la nueva pasarela.



Figura 2. Perspectiva de la solución proyectada.

José ROMO MARTÍN
Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
CEO
jrm@fhecor.es

Julio SÁNCHEZ DELGADO
Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Director Técnico Departamento Obra Civil
jsd@fhecor.es

Javier MILIÁN MATEOS
Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Jefe de Proyecto de Obra Civil
jmm@fhecor.es

María MARTÍN BELLO
Ingeniera de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores
Ingeniera de Proyecto de Obra Civil
mmb@fhecor.es

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros, S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: pasarela peatonal, colgante, metálica.

Resumen

La nueva pasarela comunicará peatonalmente los sectores Roza Martín y Los Satélites con el casco urbano de Majadahonda sobre la glorieta de intersección de las carreteras M-503 y M-516.

En el enlace confluye mucho tráfico, así que el impacto visual de la obra será importante. Consiguientemente, el aspecto estético de la actuación se ha cuidado al máximo.

La solución proyectada consiste en una pasarela colgante formada por un cajón cerrado metálico de 4.0 m de ancho y 0.70 m de canto. El tablero es continuo, con luces de 20.0 + 140.0 + 20.0 m, trazado curvo en planta de 300 m de radio, y está empotrado tanto en estribos como en pilas.

El sistema de cuelgue está formado por cables principales y péndolas dispuestos solamente en el borde del tablero exterior de la curva, aprovechando la sustentación excéntrica para compensar la torsión de la curva en planta. Los dos cables principales son cerrados de ϕ100 mm. El tablero se conecta al cable principal mediante péndolas de sección nominal ϕ40 mm las centrales y ϕ21 mm las restantes. El mástil se sitúa en el lado exterior de la curva y está formado por una sección circular metálica de ϕ800 mm y 26 m de altura sobre la glorieta. El equilibrio tridimensional se alcanza gracias a los dos tirantes traseros de retenida de sección nominal de ϕ100 mm. Además, se disponen dos pilas formadas por dos fustes circulares metálicos de ϕ300 mm.

Las fuerzas horizontales debidas a los cables principales se anclan en los estribos y se transmiten al terreno por rozamiento. Por ello, los estribos tienen que ser voluminosos y pesados, pero se han diseñado para quedar integrados en las rampas, de modo que su impacto visual queda amortiguado.

Pasarela atirantada de Vidanta en Nuevo Vallarta, México



Figura 1. Vista general de la pasarela.



Figura 2. Construcción del vano central.

Lucía FERNÁNDEZ MUÑOZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniera
luciafm@cfcsl.com

Guillermo AYUSO CALLE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
gayuso@cfcsl.com

Palabras clave: pasarela atirantada, sismo, viento, hormigón pretensado, voladizos sucesivos.

Resumen

La pasarela de Vidanta salva el río Ameca en una zona próxima a su desembocadura. El ancho habitual del cauce en este cruce es de aproximadamente 140 m, por lo que, para sacar los apoyos de éste y respetar los caminos existentes en sus orillas, se ha fijado un vano central de 175 m. Los tramos laterales de 60 m de longitud cada uno, se han dividido en dos vanos de 25,4 y 34, 6 m. Esta longitud de 60 m viene fijada porque es la zona recta antes del trazado curvo de los accesos al puente, lo que implica unos tramos laterales más cortos de lo que sería deseable para una compensación ideal.

El puente se atiranta por medio de dos haces laterales que se anclan en los bordes laterales del tablero y en las torres que se abren transversalmente en forma de V. El ancho del tablero es de 6 con dos carriles para vehículos ligeros, uno para cada sentido.

Las pasarelas son estructuras ligeras, ya que su tráfico lo es, por lo que son más sensibles a los efectos de sismo y viento. Además ésta se encuentra en una zona de huracanes y con una sismicidad alta, lo que ha dimensionado toda la estructura. Para soportar las acciones sísmicas se ha recurrido a unos amortiguadores longitudinales situados entre el tablero y las torres. Transversalmente el sismo se resiste mediante topes transversales tanto en torres como en pilas.

Para estudiar el efecto del viento se realizaron ensayos estáticos y dinámicos en túnel de viento.

La construcción del vano central se realizó por voladizos sucesivos hormigonados in-situ, con carros de avance desde los tramos laterales, que se construyeron sobre cimbra.

Pasarela Iñurritza: un cachalote en la playa de Zarautz



Figura 1. Pasarela Iñurritza. Fotografía: Jorge Allende.

Mario GUISASOLA RON
Dr. Ingeniero de Caminos
ANTA Ingeniería Civil , SLP
Director
mgr@anta-ic.com

Palabras clave: pasarela, paisaje, acero, empotramiento, canto variable, estética, simplicidad, ley de momentos flectores.

Resumen

La pasarela Iñurritza se encuentra junto a la playa de Zarautz. Sustituye a una estructura previa de madera de aproximadamente 30 años de antigüedad que debía ser sustituida pues presentaba diversas patologías que suponían una merma de su capacidad estructural. Las obras de la pasarela concluyeron en el mes de mayo de 2023.

La finalidad de la pasarela es dar continuidad a un sendero de la playa de Zarautz junto al mar cantábrico y conectarlo con una zona de biotopo protegido situado al otro lado de la regata Iñurritza.

El uso de la pasarela es mayoritariamente lúdico (paseo al borde del mar y conexión con alojamientos turísticos cercanos a la playa) y su silueta alude a la fauna marina.

La pasarela ha sido diseñada y construida pensando en el disfrute de un usuario relajado. Se ha prestado especial atención al paisaje, tratándolo como una geometría que impone un esquema estructural, cuya distribución de esfuerzos internos genera la silueta. La disimetría del paisaje condujo a una estructura empotrada - apoyada y su ley de momentos flectores generó una forma que recordó a un cachalote. Esta idea se reforzó con un nariz curva en el extremo y la disposición de aperturas con lamas a modo de branquias.

Con la finalidad de no afectar el biotopo protegido, el transporte de la pasarela se realizó a través de la playa mediante un sistema rudimentario e ingenioso propuesto por el contratista que dio buen resultado.

Pasarela en arco en celosía sobre la autovía A-6 en el nudo con la M-40 de Madrid



Figura 1. Pasarela completa.

Arturo RUIZ DE VILLA VALDÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
AR2V INGENIERÍA
Director General
arturo.ruizdevilla@ar2v.com

Christian GALLEGOS-CALDERÓN
Dr. Ingeniero Civil
AR2V INGENIERÍA
Ingeniero de Estructuras
christian.gallegos@ar2v.com

Palabras clave: pasarela, autovía, estructura metálica, acero, arco, celosía, estética, vibraciones, peatón.

Resumen

La Dirección General de Carreteras del Ministerio MITECO impulsó las obras de remodelación del Enlace de la M-40 con la Autovía A-6 en el Municipio de Madrid. El proyecto incluye la eliminación de trenzados, reorganización de ramales de acceso y, entre otras estructuras, la construcción de una nueva pasarela sobre la Autovía A-6 que permita el acceso peatonal desde las oficinas de El Plantío a la estación de Cercanías de El Barrial, conectando las calles Alsasua con Basauri.

El artículo presenta la nueva pasarela de tipología de arco en celosía que formalmente busca un encuentro entre las típicas celosías metálicas que cruzan la A-6 y el arco del cercano puente de El Barrial. La disposición de diagonales es marcadamente abierta, con un número reducido de nudos que aporta una gran claridad y rotundidad a la solución escogida. El cordón superior contribuye a su esbeltez adoptando una forma de arco quebrado que reduce el canto aparente en estribos.

La estructura consta de un doble arco-celosía central que salva un vano principal de 70,40 m sobre los quince carriles de la autovía A-6 sin mediación de ningún apoyo central. El tablero se prolonga en dos rampas de acceso de 87 y 90 m. Con una anchura útil de 3,50 m resuelve eficazmente el paso de peatones sin sensación de estrechez sobre una autovía de altísima capacidad. El doble arco inclinado envuelve al peatón ofreciendo protección durante el tránsito.

La solución que se mostrará en la ponencia explicará cómo se puede encontrar un diseño estructural eficiente, visualmente atractivo y con un coste de fabricación similar a otras estructuras más convencionales. Situada en la frontera urbana de la capital, constituye un hito de acceso con sus diagonales en M que anticipan al viajero la entrada en la ciudad.

Pasarela y torre mirador del Cerro del Castillo (Chiclana de la Frontera). Aspectos singulares de diseño, cálculo y constructivos



Figura 1. Vista general iluminada de la torre, pasarela y mirador.



Figura 2. Vista general de la torre y pasarela desde el Cerro del Castillo.

Alejandro CASTILLO LINARES
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.
Director Gerente
acastillo@acl-estructuras.com

Guillermo MONTERO POYATOS
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.
Director de proyectos
gmontero@acl-estructuras.com

Juan Antonio DE LA MATA AMAYA
Arquitecto Municipal
Ayuntamiento de Chiclana de la Frontera
Jefe de Servicio de Proyectos
Jmata@chiclana.es

Álvaro ALONSO DEL REAL NICOLÁS
Arquitecto Técnico
EMSISA
Obras y Servicios
AAlonso@emsisa.chiclana.es

Palabras clave: pasarela, mirador, celosía metálica, proyecto, cálculo, integración urbana, accesibilidad.

Resumen

En la población de Chiclana de la Frontera se localiza un yacimiento arqueológico sobre el Cerro del Castillo, que arranca en la Prehistoria reciente y empieza a existir como enclave habitado en tiempos fenicios. Desde la Oficina de Proyectos Urbanísticos, se estableció como hito la integración urbana del entorno del yacimiento y su transformación en un nuevo recurso cultural, dentro de la Estrategia de Desarrollo Urbano Sostenible e Integrado (EDUSI).

A tal efecto, en el año 2022 se desarrolla en colaboración con ACL Estructuras el proyecto de una estructura de acceso preferencial e icónico a lo alto del Cerro del Castillo desde el paseo del río Iro, constituida por una torre-mirador de hormigón armado dotada de ascensor interior, de la que nace una pasarela peatonal metálica para el acceso hasta el yacimiento arqueológico. La construcción fue completada a finales del año 2023.

La torre, de 31.9 m de altura y dimensiones exteriores 3.6x5.4 m, es hueca de hormigón armado, con acabado estético de placas de keytone. Las paredes de la torre se interrumpen en las puertas de acceso de la pasarela y el mirador. La cimentación se realizó con 36 micropilotes bajo encepado excéntrico.

La pasarela principal está formada por una viga en celosía metálica de canto variable, empotrada en la torre y apoyada en una pila intermedia, que habilita dos rampas, una desde la torre a coronación del Cerro, y otra de vuelta a la torre.

Desde la pila intermedia al yacimiento se diseñó una pasarela secundaria de 9.0 m de longitud, que podría ser desmontada para trabajos arqueológicos.

El conjunto se completa con un mirador al río Iro mediante un voladizo metálico de 5.0 m.

La estructura presenta aspectos singulares tanto de diseño como constructivos, principalmente referentes a la pasarela metálica y su conexión a la torre.

Les Cèdres Footbridge Over the Geneva-Lausanne Motorway, in Chavannes-Près-Renens, Switzerland



Figure 1. Main span lifting and installation.



Figure 2. Finalisation of the main structure.

Luca CERIANI
MSc Civil & Structural Engineer
MC2 Estudio de Ingeniería (Typsa Group)
Project Manager
luca.ceriani@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
MSc Civil & Structural Engineer
MC2 Estudio de Ingeniería (Typsa Group)
Technical Director
alvaro.serrano@mc2.es

Miguel FERNÁNDEZ RUIZ
PhD, MSc Civil & Structural Engineer
Universidad Politécnica de Madrid
Professor
miguel.fernandezruiz@upm.es

Antonio GARCÍA
MSc Civil & Structural Engineer
MFIC Ingénieurs Civils SA
Associate
antonio.garcia@mfic.ch

Keywords: footbridge, integral bridge, composite structure, prestressing, vibration.

Abstract

The bicycle and pedestrian footbridge of Les Cèdres, at Chavannes-près-Renens in the neighbourhood of Lausanne (Switzerland), is intended to connect two districts located in the west part of Lausanne and separated by the A1 motorway, running along the northern shore of the Geneva Lake. The footbridge and its structural concept are aimed at minimising the visual impact and to allow for a fast construction sequence, with the lowest possible interference to the motorway traffic. To achieve these goals, a slender arched-shaped frame is designed, with a rise-to-span ratio equal to 1:16. The structure is constituted by a main span and two lateral spans, leading to an integral footbridge whose total length is equal to 62m and with a clear distance equal to 56.50 m between pier bases.

The composite deck presents a structural height of 1.13 m and 1.66 m at mid-span and over the inclined piers respectively, resulting in slenderness values of L/50 and L/34. The statical concept of the footbridge corresponds to a framed structure whose lintel is rigidly connected to the lateral system composed of inclined piers in compression and lateral spans in tension. The latter two elements are connected by means of a prestressed abutment, supported by 4 eccentric piers. Due to the substantial width of the footbridge (8.00 m), the narrow steel box (2.30 m between webs) and potential presence of heavy machinery over the footbridge, the concrete slab presents a thickness of 0.23 m.

At mid-span, the bottom flange of the steel box accommodates a trapdoor allowing for installation of a TMD system, whose actual necessity will be assessed by means of a dynamic test once the asphalt layer will be completely executed.

In the design phase, together with the structure, the following additional topics have been thoroughly analysed: soil improvement; acoustic analyses; stability of natural stone walls; drainage details and infiltration basins; landscaping and lighting studies, resulting in a consistent project whose works will be accomplished in June 2024.

Pasarela sobre la playa de vías de la estación de Mérida





Figuras 1 y 2: Infografías de la pasarela.

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. CEO
Universidad de Cantabria
oramos@orramoseng.com

Guillermo ORTEGA CARRERAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de puentes
gortega@orramoseng.com

Jorge QUINTANA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de puentes
jquintana@orramoseng.com

Ricardo Rafael PEREIRA DE SOUSA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de puentes
rpereira@orramoseng.com

Pablo CARRIÓN MANTILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de puentes
pcarrion@orramoseng.com

Palabras clave: pasarela, sección mixta, estación, acueducto.

Resumen

La nueva pasarela sobre la playa de vías de la estación de Mérida permite la comunicación del centro de la ciudad, donde se encuentra ubicada la estación, con los barrios residenciales de la zona norte, evitando los grandes rodeos actuales.

El diseño de la pasarela tiene en cuenta, de manera especial, el carácter monumental de la ciudad de Mérida, con la presencia del acueducto romano de Los Milagros y el acueducto de San Lázaro en las inmediaciones. Así, la pasarela de 3.2 m de ancho constante, y con ciclovía para permitir el tráfico tanto peatonal como ciclista, tiene la siguiente tramificación.

- Vano central, con un único vano 63 metros de luz sobre la playa de vías, es el elemento que configura el carácter de la pasarela. La sección transversal es tipo cajón mixta acero-hormigón. El canto se ha adatado de forma variable a la propia ley parabólica de esfuerzos de flexión de la viga biapoyada. Esta variación del canto, junto con un ligero peralte de la línea de la tabla inferior del tablero, crea también un efecto de arco rebajado. El ala inferior de la sección también es variable en anchura, creando una nueva línea de quiebro en el alzado parabólico y aportando un mayor dinamismo a la estructura.
- Rampa sur. Arrancando desde la estación se resuelve con una losa de hormigón armado en los primeros 4 vanos y un tramo en bijácena mixta (dando continuidad formal a la tipología del vano principal) con dos vigas cajón de borde, que abarca los 3 últimos vanos.
- Rampa norte. El desembarco de la pasarela por el lado norte se resuelve (todo con elementos de hormigón armado) mediante una rampa en voladizo unida a unos soportes, a modo de empalizada. Esta rampa desciende gradualmente en cota haciendo un giro de 180º en su extremo hasta conectar con la rampa de salida norte. Esta última se resuelve mediante una estructura de cuatro vanos tipo losa, que termina en un estribo con unos muros de acompañamiento hasta alcanzar la cota de terreno.

En cuanto a la subestructura, se ha seguido un mismo hilo conductor para su diseño, con dinteles de cantos variables circulares, evocando los acueductos cercanos.

La obra está ya adjudicada y su construcción se realizará en el año 2024 y comienzos de 2025.

Pasarela atirantada de Santullano sobre la A-66 en Oviedo



Figura 1: Vista de la pasarela.



Figura 2: Construcción de la pasarela.

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
jmrojas@cfcsl.com

Pedram MANOUCHEHRI
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Universidad Politécnica de Madrid
pmanoucheri@cfcsl.com

Gonzalo MARINAS SANZ
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
gmarinas@cfcsl.com

Luis FERNAN GONZALEZ
Ingeniero de Caminos
LFG S.L.
luisfernanglez@lfgestudio.com

Darío PEREZ
Arquitecto
Hualca Ingenieros
dperez@hualcaingenieros.com

Palabras clave: pasarela atirantada, tablero curvo, tablero ortótropo, atirantamiento espacial.

Resumen

La nueva pasarela se sitúa en el extremo del término municipal de Oviedo siendo parte de la actuación de reurbanización de la margen derecha de la salida de la A-66 en el entorno de Santullano.

Para conseguir una pendiente longitudinal no superior al 6% fue necesario aumentar el desarrollo del recorrido con respecto al que proporciona la conexión directa entre ambos márgenes. Se recurrió de forma natural a encajar un trazado curvo con el radio suficiente para ello. Esta disposición curva permitió plantear configuraciones más interesantes para potenciar el carácter espacial de la estructura. Se optó por una solución atirantada en la que el tablero se cuelga lateralmente el tablero lero con tirantes de un mástil central troncocónico, ligeramente fusiforme que enfatiza el concepto de nuevo hito para la ciudad. La simetría buscada en la posición de la torre y el trazado en planta y alzado ayudan a crear una imagen compensada de la obra y por tanto a potenciar su relevancia simbólica como puerta de entrada en la ciudad.

La singularidad de esta obra, con respecto a otras realizaciones de CFC de pasarelas atirantada con tablero curvo (Murcia, Zaragoza) es la eliminación de los cables de estabilización de la torre ya que propio sistema de atirantamiento garantiza el equilibrio del sistema. Se consigue disponiendo torres y tirantes de manera que se compensen las componentes horizontales de las cargas de los tirantes en la torre a través de un estudio paramétrico iterativo.

Otra singularidad es que los tirantes se disponen en configuración heterodoxa de forma inversa a las disposiciones clásicas: las posiciones inferiores del anclaje en torre corresponden a los cables anclados a mayor distancia en el tablero. Se pretende así crear una disposición más dinámica y atractiva producida por el efecto de superficie alabeada creado por los tirantes que potencia la imagen de la obra.

Calzadas flotantes de Chapultepec y de Chivatito en México D.F.



Figura 1. Vista aérea.



Figura 2. Vista inferior.

Jesús José CORBAL ÁLVAREZ
Ing. Caminos, Canales y Puertos. Civil Eng. P.E.
TEMHA, S.L.
Ingeniero
corbal@temha.com

Antonio GONZÁLEZ MEIJIDE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TEMHA S.L.
Ingeniero
sguerra@arenasing.com

Adrián PÉREZ CARBALLO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TEMHA S.L.
Ingeniero
sguerra@arenasing.com

Palabras clave: pasarela peatonal, acero, cálculo sísmico, interacción ingeniería-arquitectura.

Resumen

Estas dos pasarelas peatonales se hayan situadas en el Bosque de Chapultepec, uno de los espacios verdes más importantes del centro de Ciudad de México, y permiten atravesar los dos niveles de la autovía urbana Anillo Periférico dando continuidad a los recorridos peatonales. Tienen un desarrollo de 436m (calzada de Chapultepec) y de 774m (Chivatito), y anchuras que varían entre 9 y 17m. Su diseño y proyecto se realizó entre 2021 y 2022. Su construcción se completó en 2023 (Chapultepec) y 2024 (Chivatito).

El esquema estructural es común para ambas pasarelas, con estructuras tipo pórtico multivano, con pilas metálicas de geometría arborescente de dos o cuatro brazos empotrados en tableros mixtos acero-hormigón. La longitud de los vanos tipo es de 17m, con altura de pilas de entre 4 y 12m. Los tramos continuos de tablero son como máximo de 150m. Las cimentaciones son mayoritariamente de tipo pila-pilote.

La anchura estándar de tablero es de 9m, con 8m de ancho útil. En determinados tramos, la anchura se duplica para permitir definir óculos de planta circular o doble circular que permiten la presencia de árboles que se integran en la plataforma de la pasarela.

La estructura longitudinal del tablero en los tramos sin óculo consiste en tres vigas paralelas en las que se empotran los cuatro brazos de las pilas (brazos laterales se empotran en vigas laterales y brazos frontal y dorsal se empotran en viga central. Estas vigas se conectan transversalmente por riostras también metálicas sobre las que se apoya una losa de hormigón. En los tramos con óculo la viga central se divide en dos. En todos los casos las vigas longitudinales laterales son de mayor canto que las centrales, al constituir también parapetos que soportan las barandillas.

El objetivo principal de esta configuración estructural ha sido el de permitir la integración de la plataforma de la pasarela (calzada flotante) en el entorno boscoso del parque.

Proyecto del puente móvil giratorio peatonal y ciclable entre Baracaldo y Erandio (Bizkaia)



Figura 1. Infografía del puente peatonal y ciclable entre Barakaldo (izquierda) y Erandio (derecha) en Bizkaia.



Figura 2. Infografía de puente abierto.

José María DE ORTUZAR DE GARATE
Ingeniero de Caminos
Miembro de la dirección del proyecto
Diputación Foral de Bizkaia
jose.maria.de.ortuzar@bizkaia.eus

Miguel DE ORTUZAR DE GARATE
Ingeniero de Caminos
Director del proyecto
Diputación Foral de Bizkaia
miguel.de.ortuzar@bizkaia.eus

Juan Carlos ARROYO PORTERO
Ingeniero de Caminos
Doctor en arquitectura
Calter Ingeniería
Presidente
jcarroyo@calter.es

Fernando SIMA
Ingeniero Civil
Dr Structural engineer
SBP (Schlaich Bergermann Partner)
Director
f.sima@sbp.de

Ignacio CRESPO
Ingeniero de Caminos
FULCRUM
ncrespo@fulcrum.es

Michael SCHLAICH
Prof Dr Structural Engineer
Catedrático de diseño conceptual y estructural
TU Berlin
SBP (Schlaich Bergermann Partner)
Partner
m.schlaich@sbp.es

Palabras clave: puente móvil, giratorio, peatonal, ciclable, diseño, estética, gálibo marítimo, puente vela, estructura metálica, adaptación cambio climático.

Resumen

El puente móvil giratorio peatonal y ciclable entre Barakaldo y Erandio nace de la necesidad de conectar las dos márgenes de la Ría de Bilbao con un puente que salve una distancia históricamente cubierta por un trayecto en barca o de cerca de 15 km por carretera.

El concurso restringido internacional premió la solución de CALTER y SBP, quienes realizaron el proyecto constructivo con la ingeniería FULCRUM.

El diseño del puente soluciona las exigencias funcionales de la Diputación de Bizkaia, promotora del proyecto y de la obra -actualmente en fase de ejecución-: debe ser un puente de acceso cómodo para peatones, bicicletas y un vehículo de emergencias. Debe ser una estructura representativa, de fácil acceso y paseo y permitir el paso de la mayoría de barcos que atraviesan esa zona de la Ria.

La solución planteada es sencilla, pero representativa, con un ancho de 6 m y dos tramos de desembarco de pendiente mínima, que permiten elevarse sobre el cauce de la Ría en el canal navegable. Se trata de un puente metálico de 372 m entre estribos con 13 vanos, de los que en los tres centrales de 20, 60.2 y 20 m de luz se sitúan las partes móviles, mientras que los restantes 10, de 27 metros de luz forman dos estructuras integrales, una a cada lado conectada al estribo.

El elemento distintivo estético y estructural del puente son las partes móviles, con forma de vela, que sostienen el tablero mediante láminas metálicas que hacen de atirantamiento.

La comunicación pretende desarrollar los aspectos más interesantes del proyecto: las características del tablero, especialmente las partes móviles, los mecanismos, estudios específicos como el de viento o de navegabilidad, el procedimiento constructivo de cimentaciones pilas y tablero, la iluminación, la consideración de las defensas de las pilas frente a impacto, etc...

Nueva pasarela de acero inoxidable sobre el río Tirón en Haro (La Rioja)

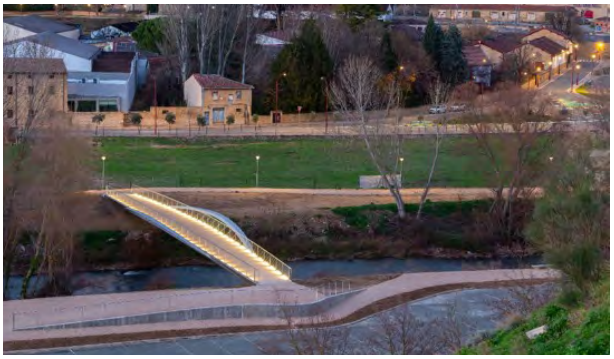


Figura 1. Vista aérea de la pasarela.



Figura 2. Vista nocturna de la pasarela.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Pablo ALFONSO DOMÍNGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
palfonso@arenasing.com

Sara URDINGUIO VEGA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
surdinguio@arenasing.com

Eduardo ROJO VÉLEZ
Máster en Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Control y Supervisión de Obras
erojo@arenasing.com

Marianela GARCÍA PÉREZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
mgarcia@arenasing.com

Héctor BEADE PEREDA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Knight Architects
Design Director
h.beade@knightarchitects.co.uk

Palabras clave: construcción de estructuras, arco, acero inoxidable, Dúplex, pasarela, viga.

Resumen

La nueva pasarela nace con el propósito de conectar el Barrio de las Bodegas, lugar de gran afluencia turística en la ciudad de Haro, con el casco histórico de la misma. La actuación permite permeabilizar los accesos al núcleo de gran patrimonio arquitectónico y cultural desde las bodegas, previamente aisladas por las barreras del río Tirón y la Carretera LR-111.

La pasarela salva los 40 m de luz sobre el río mediante una solución cuyo esquema estructural y formal es el de una viga de canto y ancho variable de tres vanos, empotrada elásticamente mediante dos vanos laterales de 3.9 m anclados mediante bielas articuladas.

Su sección transversal, trapecial e íntegramente bajo el tablero en los arranques se transforma en un cajón cuasi-rectangular sustentado por arcos levemente inclinados (sin superar la altura de la barandilla) en la zona central del vano principal.

Los arcos inclinados hacen que la planta recuerde a una duela de barrica y los materiales empleados, acero inoxidable (austenítico grado EN 1.4162, tipo Dúplex Forta LDX 2101) para la estructura, compuesto de madera para el pavimento y malla de acero inoxidable para la barandilla, se relacionan con los que se utilizan como continentes en las distintas fases de la vida del vino: depósitos, barricas y botellas (en este último caso con una referencia, en la barandilla, a la malla que en ocasiones las recubre). La elección de los materiales persigue, además, reducir al mínimo el mantenimiento durante la vida útil de la estructura, como estrategia para garantizar la durabilidad.

De este modo, la nueva pasarela sobre el río Tirón en Haro, cuenta con un diseño que pretende ser atractivo y elegante, integrado en el entorno natural en el que se ubica e íntimamente relacionado con la cultura del vino que caracteriza la ciudad.

Kangaroo Point Green Bridge Over the Brisbane River (Brisbane, Australia)



Figure 1. View of the Kangaroo Point Green Bridge, showing the elevated restaurant and the bar. Copyright Owner: Brisbane City Council. Credit: Connect Brisbane.



Figure 2. View of the Kangaroo Point Green Bridge at night. Copyright Owner: Brisbane City Council. Credit: Connect Brisbane.

Andrew GALLAGHER
Civil Engineer
WSP Australia
Technical Director
andrew.gallagher@wsp.com

Daniel NELLES
Civil Engineer
WSP Australia
Principal Structural Engineer
daniel.nelles@wsp.com

Gerhard DU PLESSIS
Civil Engineer
WSP Australia
Technical Executive
gerhard@cablestayedbridge.com

Jose Manuel MARTINEZ GARCIA
PhD Civil Engineer
WSP Spain - APIA
Bridges & Civil Structures Manager
JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com

Keywords: footbridge, cable-stayed, iconic, steel, green bridge.

Abstract

The Kangaroo Point Green Bridge (KPGB) is a landmark pedestrian and bikeway shared path bridge that spans the Brisbane River, connecting the Brisbane Central Business District at Alice Street to Kangaroo Point, in Queensland, Australia.

The bridge features a striking single sculptured pylon and a cable-stayed main span, designed to minimize the number of piers in the river, enhancing flood performance. The bridge has a total length of 460 meters, including a 183-meter main span and a 90-meter asymmetrical back span, along with approach spans.

This technical paper explores the development of the bridge's structural form, including foundations, pile caps, and the design and detailing of the main pier cradle structure and the architecturally integrated piers. It details the slimline steel composite deck cross-section and the bespoke stay cable anchorage supports. The mid-height cruciform in the steel pylon structure improves structural performance and constructability while serving as an architectural feature. The paper also covers the structural analysis of the steel mast head for stay cable load transfer, and the detailing of architectural cladding, feature lighting, and other elements for safe operation and maintenance.

Wind engineering considerations are discussed, including wind tunnel tests and numerical wind buffeting analysis. The paper addresses pedestrian comfort, focusing on the bridge's dynamic response to footfall and the design provisions for a tuned mass damping device.

Additionally, the paper highlights the integration of architectural elements and the importance of ensuring the bridge's aesthetic appeal while maintaining functionality.

Nueva pasarela peatonal y ciclista y nuevo tablero en pasarela existente de la antigua impulsión de aguas residuales, sobre el río Tormes (Salamanca)



Figura 1. Vista general de la pasarela.



Figura 2. Vista aérea de la pasarela.

Emilio MERINO RASILLO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director, Madrid
emerino@arenasing.com

Carlos D. ALONSO VELASCO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
calonso@arenasing.com

Sara URDINGUIO VEGA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefa de Proyectos
surdinguio@arenasing.com

Palabras clave: pasarela, río Tormes, Salamanca, extradosado.

Resumen

Dentro de la estrategia EDUSITORMES+ elaborada por el Ayuntamiento de Salamanca, se ha realizado el proyecto de dos pasarelas sobre el río Tormes.

La primera de ellas es una pasarela peatonal y ciclista que conecta los barrios de Tejares y de Huerta Otea. Consiste en una estructura extradosada mediante doble plano de atirantamiento con dos tirantes por plano. Tiene una longitud de 167m distribuidos en 5 vanos de 25+39+39+39+35m que reposan en 4 pilas de acero en forma de V que sirven como punto de anclaje de los tirantes. El vértice de las pilas se empotra en un fuste de hormigón de sección octogonal que da paso a una cimentación de tipo profundo. Las pilas llegan a alcanzar una altura de 5.25m sobre la rasante de la pasarela.

La sección transversal está formada por dos vigas cajón de acero con forma trapezoidal vinculadas por diafragmas transversales sobre los que se dispone una losa de hormigón de espesor variable.

La segunda actuación surge de la necesidad de rehabilitar la vieja pasarela que discurría sobre una tubería autoportante de impulsión de aguas residuales entre la antigua EDAR de Huerta Otea y la margen izquierda del río.

Al desaparecer la EDAR, sobre esta tubería se dispuso una chapa de acero y pasó a usarse como pasarela, aprovechando el interior de la tubería para instalar una tubería de gas, que abastece a gran parte de la ciudad de Salamanca.

Con estos condicionantes, se diseñó una pasarela en celosía consistente en un entramado triangular mediante montantes y cruces. Los cordones inferiores de la celosía van a la altura de la plataforma, mientras que los cordones superiores y los montantes verticales sirven de barandilla de la pasarela.

El apoyo de las celosías realiza ejecutando unos recrecidos en forma de ménsula en las pilas existentes.

Pasarela sobre la A-2 en su entrada en Madrid

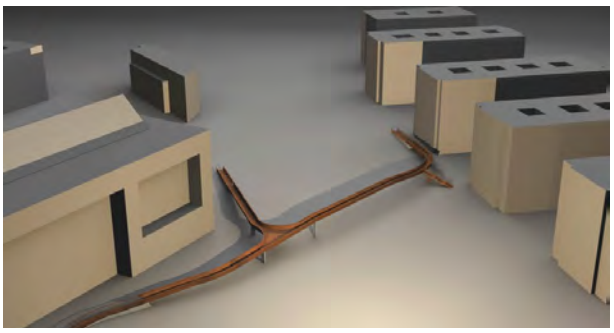


Figura 1. Esquema de la nueva pasarela.

Jose A. MARTIN-CARO ÁLAMO
Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
CEO
jmc@inesingenieros.com

José L. MARTÍNEZ MARTÍNEZ
Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
Director Técnico
jlmm@inesingenieros.com

David RODRIGUEZ TOCÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
Jefe de Proyecto
drt@inesingenieros.com

Palabras clave: pasarela, sustitución, estructura metálica, autovía, cortes de tráfico.

Resumen

La pasarela que se encontraba sobre la A-2 a la altura de la Avenida de Bruselas y el edificio de IBM, aproximadamente en el P.K. 4, no cumplía con ninguno de los requisitos de accesibilidad que hoy en día se recoge en la normativa, presentando además un gran número de deterioros asociados a la corrosión avanzada de su estructura metálica. Todo esto hizo que se decidiera, tras varios estudios, su sustitución ya que su reparación y adecuación se antojaba más costosa y su incidencia en el tráfico de la A-2 y su entorno y sobre el transito peatonal que soportaba mayor.

La nueva pasarela debía salvar un total de once carriles, de los cuales, dos funcionan como vía de servicio en sentido Madrid, ocho pertenecen a la A2, y el último, sentido Barcelona, es la calle Avenida de América. La A2 es una vía con gran afluencia de tráfico y en la vía de servicio se encuentra una parada de autobús por el que pasan varías líneas urbanas, interurbanas y nocturnas y que se encuentra a los pies de la pasarela actual.

La solución final tuvo como principales condicionantes el tener un montaje rápido y compatible con el uso de las vías que salva, minimizar los tiempos de recorrido de los peatones, adoptando las rampas de acceso a los recorridos lógicos entre ambos barrios, cuidar la formalidad y estética de la solución ya que de alguna manera es la puerta de entrada a Madrid desde la A-2 y, por último, dotarla de una funcionalidad y seguridad adecuada, dándole una anchura amplia (2.50m) y varias entradas y salidas.

La estructura se resuelve mediante una sección cajón metálica donde son las almas las que hacen de barandillas y parapetos frente a la circulación del gran tráfico que circula por debajo.

Los condicionantes existentes han conducido a una planta con tres accesos con forma de rampa que conectan las calles de Avenida de Bruselas, la Calle del Corazón de María y la Calle de Santa Hortensia. Creando una pequeña plaza elevada que fomenta la conectividad entre las tres. La estructura metálica del eje principal se materializa por encima de la plataforma saltando el tronco de la Autovía evitando la disposición de pilares en el mismo y adoptando luces aproximadas de 24.8+25+22+56.7+37.4.

Las obras han comenzado en enero de 2024 y se prevé la finalización de las obras en octubre del mismo año, teniendo en agosto las fases de montaje de la estructura principal. Además de las obras de estructura, el proyecto también recoge las obras de urbanización de la zona de desembarcos.

REALIZACIONES. PUENTES

Eficacia del atirantamiento tipo Nielsen en puentes arco no convencionales

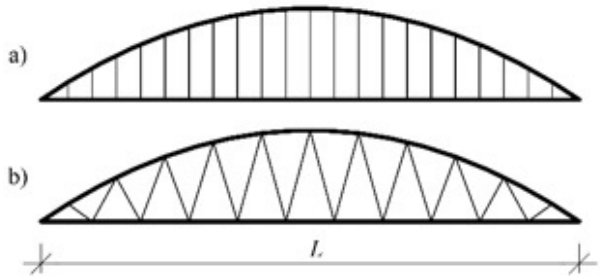


Figura 1. Puente bowstring con (a) péndolas verticales y (b) Nielsen.

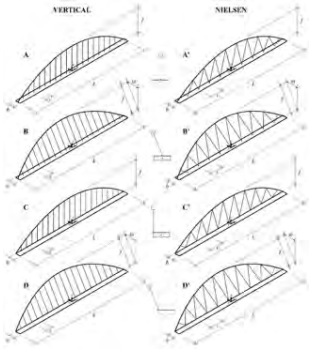


Figura 2. Modelos tipo para los estudios paramétricos.

Mirian CÁNOVAS GONZALEZ
Ing. de Caminos, CC. y PP.
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniera de Proyectos
mcanovas@cfcsl.com

Juan Manuel GARCÍA GUERRERO
Dr. Ing. de Caminos, CC. y PP.
Univ. Politécnica de Cartagena
Prof. Asociado
jm.guerrero@upct.es

Juan José JORQUERA LUCERGA
Dr. Ing. de Caminos, CC. y PP.
Univ. Politécnica de Cartagena
Prof. Titular
juanjo.jorquera@upct.es

Palabras clave: puente arco, Nielsen, puente arco espacial, bowstring, arco inclinado, arco excéntrico.

Resumen

En el puente arco atirantado por el tablero, o bowstring, el tablero suele suspenderse del arco mediante péndolas verticales traccionadas. Como alternativa, Octavius F. Nielsen propuso en 1926 inclinar las péndolas y patentó una distribución de cables conocida como tipo Nielsen (Fig. 1). Incorporó este sistema en varios puentes, como el famoso puente de Castelmoron, en Francia.

Las principales ventajas de inclinar las péndolas parecen claras: las flechas y flexiones se reducen drásticamente con respecto a los puentes con péndolas verticales, sobre todo para las distribuciones de cargas asimétricas, para las que el arco trabaja muy lejos de la antifunicularidad.

Esto es cierto para los puentes tipo bowstring convencionales, en las que un tablero se suspende de su eje por un arco central o de sus bordes por dos arcos laterales, siempre verticales. Sin embargo, recientemente, los proyectistas de puentes arco se han alejado de las tipologías consolidadas hacia soluciones deliberadamente asimétricas o de carácter espacial, espoleados por un afán de novedad formal. Así, ya no resultan infrecuentes los casos en los que el arco se inclina o se sitúa excéntricamente sobre el tablero, que queda así suspendido de un único borde. En esta comunicación se pretende averiguar si las ventajas del atirantamiento tipo Nielsen para puentes arco convencionales se conservan inalteradas (al menos en parte) cuando se aplican a otras tipologías deliberadamente asimétricas o espaciales como las mencionadas.

Para ello se han realizado una serie de estudios paramétricos tanto para péndolas verticales como tipo Nielsen. Se parte de puentes arco con tipologías convencionales de tablero recto y arco vertical centrado (modelos A-A', fig. 2) y se introduce la inclinación del arco (B-B'), su excentricidad (C-C') y el efecto combinado de inclinación y excentricidad (D-D').

Como principal conclusión del estudio, el atirantamiento tipo Nielsen es siempre más eficaz que las péndolas verticales para flechas y flexiones en el plano vertical en el arco y en el tablero. Sin embargo, no suponen una ventaja apreciable en el arco en las flexiones fuera del plano, y, en el tablero, en las de eje vertical o en la torsión.

Puente de Altzate sobre el río Oiartzun en Renteria



Figura 1. Foto del lanzamiento del tablero con la grúa de la margen derecha y fijación con la grúa de la margen izquierda.



Figura 2. Foto del tablero terminado.

Asier CASTAÑO AVILA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Director de Proyectos
asier.castano@landabe.com

Juan ANDONEGUI QUEREJETA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Director General
juan.andonegui@landabe.com

Ignacio EXTREMIANA VÁZQUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LANDABE Ingeniería S.L.
Director de Proyectos
ignacio.extremiana@landabe.com

Palabras clave: puente, acero, mixto.

Resumen

El puente surge como necesidad de conexión del nuevo desarrollo urbanístico de Altzate con el barrio de Iztieta, conectando con la trama urbana de Rentería.

La filosofía de diseño del puente se basa en las siguientes directrices: integración en la trama urbana; suponer una rama de la nueva actuación urbanística a realizar, sin sobresalir por encima de ella ni suponer un "hito"; respetar la proporciones visuales y suponer un diseño racionalista sin ser una ostentación estructural, huyendo de elementos superfluos; estilo contemporáneo acorde a las tecnologías disponibles en la actualidad; diálogo con la historia de la villa y, en especial, con la zona industrial de Altzate.

Del proceso de concepción surge un puente que se compone por un tablero bijáceno metálico de 38,00 m de luz con dos carriles centrales de 3,50 m y dos aceras laterales de 3,00 m. Las vigas sobresalen de la rasante conformando un elemento divisorio entre el vial rodado y las aceras peatonales, generando una zonificación de usos perfectamente segregada.

Las dos vigas longitudinales se componen de una sección doble T conformada con alas tipo cajón y diafragmas cada 3 m. Las costillas centrales se disponen cada 3 m, coincidiendo en las alineaciones de los diafragmas, y se componen de una sección mixta con una parte metálica de chapa conformada doble T con núcleo en el ala inferior y ala superior embebida en el hormigón. Dada la limitación de canto por la restricción de nivel de la avenida de 500 años, el forjado de chapa colaborante se sitúa por debajo del ala superior. Los voladizos se disponen, de igual forma, cada 3 m y son metálicos de chapa conformada doble T con núcleo en el ala inferior.

Comprobación sísmica de las cimentaciones profundas de los viaductos de acceso en el proyecto del cuarto puente sobre el canal de Panamá

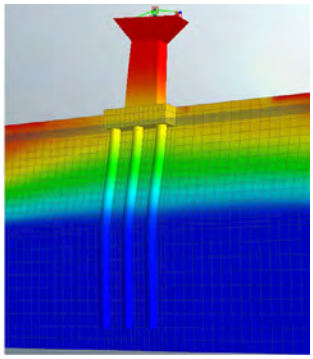


Figura 1. Deformación suelo-estructura.

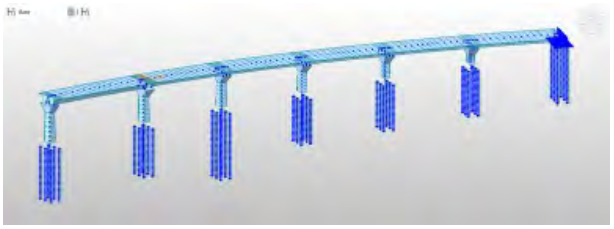


Figura 2. Modelo 3D en Midas Civil.

Antonio José HDEZ-CARRILLO VENEGAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa Ingeniería y Arquitectura
Responsable de proyectos de estructuras
ajhernandez@ayesa.com

Fernando MEDINA REGURA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Next Force Engineering
Director Técnico
fer.medina@nextforce.es

Luis Armando FRIAS CERDÁ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Jefe de Sección Estructuras
lafrias@ayesa.com

Palabras clave: acelerogramas, efectos inerciales, efectos cinemáticos, modelo directo, modelo inelástico.

Resumen

Ayesa está realizando la supervisión independiente del proyecto del Cuarto Puente sobre el Canal de Panamá. Este proyecto, en redacción, consiste en la construcción de un puente de 485 m de luz sobre el canal de Panamá, con aproximadamente 2500 m de viaductos de acceso.

Panamá es un área tectónicamente muy activa con gran sismicidad, lo que, unido a la importancia del proyecto, está obligando a un diseño sísmico muy exigente, que se ha materializado en estudios específicos para definir la acción sísmica, en el establecimiento de daño mínimo para el desempeño estructural o en el empleo de aisladores sísmicos, entre otras actuaciones.

En la revisión sísmica de las cimentaciones pilotadas de los Viaductos de Acceso, además de los conocidos efectos inerciales, debido a la oscilación de las masas, ha sido necesaria la consideración de los denominados efectos cinemáticos, por la significativa deformación del depósito de suelo blando que se apoya sobre el estrato rocoso, y que suponen una solicitación adicional a los pilotes.

Esta circunstancia ha requerido, como punto de partida, la elaboración de un modelo 3D geotécnico–estructural de interacción suelo-estructura por el método directo, de un apoyo para calibrar la interacción suelo estructura empleada en los modelos globales de la estructura que han permitido obtener los esfuerzos inerciales en base de encepados.

Estos esfuerzos inerciales se han trasladado a modelos locales de cada cimentación, adicionándose los efectos cinemáticos mediante la imposición de los desplazamientos en campo libre que ocasiona el sismo. Dichos modelos de barras incluyen las curvas p-y previamente calibradas y se han definido como inelásticos, mediante leyes momentos-curvatura aplicando modelos de fibras para la sección de los pilotes, permitiendo producir una redistribución de esfuerzos como consecuencia de la modificación de la rigidez debido tanto a los esfuerzos como las deformaciones a los que se someten.

Interventoría de la primera línea del metro de Bogotá



Figura 1. Representación de un tramo tipo con estación al fondo.

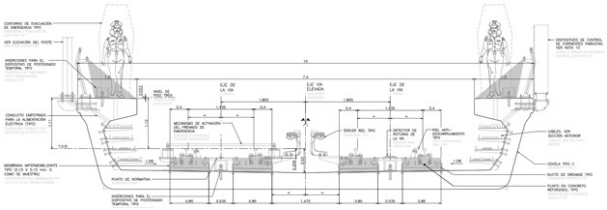


Figura 2. Sección transversal de "Viga Gran U".

Lola CAPDEVILA GONZALEZ NAVIA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Jefe de proyecto Estructuras
lcapdevila@ayesa.com

Andres Mauricio GARCIA CHACÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Ingeniero de Proyecto
mgarciach@ayesa.com

Gonzalo VILLANUEVA URIARTE
Máster en ICCP
Ayesa
Especialista estructural
gvillanueva@ayesa.com

David GASPAR SORIANO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Coordinador de Proyecto
dgaspars@ayesa.com

Luis Armando FRIAS CERDÁ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Jefe de Sección Estructuras
lafrias@ayesa.com

Palabras clave: metro, Bogotá, viaducto, "viga gran U", viga lanzadora, pilotes PHC.

Resumen

AYESA ha llevado a cabo la Interventoría de la Primera Línea del Metro de Bogotá (PLMB). Se trata de una de las obras más esperadas de Latinoamérica, y será una de las líneas más extensas del continente. Los trabajos a desarrollar por AYESA abarcan desde la fase previa (supervisión del diseño de la obra) hasta la construcción, fabricación, pruebas, puesta en marcha y operación durante los dos primeros años.

La primera línea del metro se resuelve mediante una solución elevada, con 23.9 km de viaducto, unos 750 vanos, y 16 estaciones, además de varias obras complementarias entre las que se encuentran dos viaductos vehiculares por voladizos sucesivos, dos pasos inferiores subterráneos y las edificaciones del Patio Taller.

La solución típica del viaducto consiste en vanos isostáticos con luces máximas de 35 m y sección denominada "Viga Gran U", de 2 m de canto y anchos 9.60 m y 10 m. La sección consiste en una única viga con forma de U conformada por una losa de 0.36 m de canto mínimo que alberga las dos vías ferroviarias, y dos almas ligeramente inclinadas para los paseos de servicio. Se ejecuta mediante vigas lanzadoras con dovelas de 2.9 m de ancho máximo, y pretensado posteso.

Cuando debido a requerimientos ferroviarios es necesario suprimir juntas sobre algunas pilas, o cuando se requiere salvar luces ligeramente superiores, se aplica la solución mediante "Viga Gran U" en 2 vanos de 45 m dando continuidad in situ en la pila central.

En otros emplazamientos, en los que las luces a salvar son mayores, se han planteado tableros mixtos y de voladizos sucesivos.

En cuanto a la subestructura, la solución tipo consiste en pilas monofuste con cimentación profunda, mediante pilotes preexcavados o PHC (por sus siglas en inglés Pretensioned spun High strength Concrete pile).

Construcción del puente General Arce (El Salvador)



Figura 1. Ejecución de la dovela 0.



Figura 2. Ejecución del vano lateral.

Fátima OTERO VIEITEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Directora General Técnica
fotero@grupopuentes.com

Juan RODADO LOPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Director Técnico de Ingeniería
j.rodado@grupopuentes.com

Jose Ramón CASTELO ALVITE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Puentes Infraestructuras
Gerente de obras
jrcastelo@grupopuentes.com

Juan Antonio GÓMEZ PALLARES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Puentes Infraestructuras
Gerente de proyectos
jagomez@grupopuentes.com

Manuel VERDES MONTERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Puentes Infraestructuras
Jefe Oficina técnica
mverdes@grupopuentes.com

Palabras clave: construcción de estructuras, dovelas, carro de dovelas, lastres, voladizos sucesivos.

Resumen

Toda construcción de tablero mediante voladizos sucesivos tiene sus singularidades, pero si la estructura es de sección cajón único con un ancho superior a 20 m, sin vanos de compensación, en una zona de alta sismicidad y con comunicaciones deficientes, los trabajos adquieren otra dimensión.

El Puente General Manuel José Arce se encuentra en la frontera La Hachadura – Pedro de Alvarado entre El Salvador y Guatemala. Es un puente de 243 m de longitud y 9 m de canto en pilas, de los cuales, 173 m se ejecutan por voladizos sucesivos; los 70 m restantes (35 m a cada lado) son vanos que actúan como lastres para evitar el levantamiento de los estribos, al no ser posible ejecutar vanos de compensación.

La cimentación consistió en 80 micropilotes de diámetro 240 mm y hasta 26 m de longitud en los estribos, y 154 micropilotes de hasta 23 m de longitud en las pilas.

Por la alta sismicidad de la zona, se dispusieron 4 apoyos pendulares por pila, que permitirían un desplazamiento de hasta 400 mm.

El proceso constructivo consistió en la ejecución de las cimentaciones, los vanos laterales o lastres y el alzado de estribos, relleno de tierras en los lastres, ejecución de las dovelas, con la particularidad de que el lado Salvador se ejecutó con un desfase de meses debido al retraso en la disponibilidad de los terrenos en Guatemala. Una vez se ejecutó la dovela de cierre, se procedió a materializar el pretensado de continuidad y realizar los acabados.

Aunque la zona es bastante transitada por la proximidad de la frontera, hubo que instalar una planta de hormigón especial y buscar en los terrenos próximos los áridos para la fabricación del hormigón.

La construcción de este puente ha supuesto un reto, no solo técnico, sino de logística y gestión.

Reconstrucción del puente sobre el río Tordera



Figura 1. Construcción del vano 4 sobre cimbra autolanzable.



Figura 2. Montaje de ferralla durante la construcción del vano 2.

Juan RODADO LÓPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Director Técnico de Ingeniería
j.rodado@grupopuentes.com

Fátima OTERO VIEITEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Directora General Técnica
fotero@grupopuentes.com

Palabras clave: construcción de estructuras, emergencia, puente, Tordera, avenida, ferrocarril, autocimbra, postesado.

Resumen

Durante el temporal ocurrido en enero de 2020 y debido al incremento del caudal del río Tordera, una de las pilas del puente ferroviario existente en la línea 276: Bifurcación Sagrera – Maçanet Massanes fue arrastrada por la avenida dando lugar al colapso del puente. Debido a la falta de sección hidráulica suficiente en el puente colapsado y al estado en el que había quedado el mismo, se decidió su sustitución por un nuevo puente de hormigón postesado con una longitud de 221,30 m y 5 vanos de luces 33,15 m + 3x51 m + 33,15 m, con tablero de hormigón con sección U de canto variable continua entre estribos para alojar la vía única que debía reponerse.

Tanto la tipología como el proceso constructivo vano a vano del tablero de este nuevo puente se decidieron para conseguir minimizar el plazo de construcción y reducir las incertidumbres durante la ejecución. Para la construcción se utilizó una cimbra autolanzable que, debido a la poca altura del tablero sobre el cauce, se apoyó directamente sobre las cimentaciones del nuevo puente y sobre las cimentaciones existentes del puente colapsado, construyéndose en cada fase cuatro quintos de la longitud del vano y un quinto del siguiente. La construcción del tablero se completó en cinco fases, correspondientes a cada uno de los cinco vanos, hormigonándose la sección completa del tablero en cada fase.

Las obras incluyeron el desmontaje de plataforma de vía existente, la demolición de la estructura colapsada y la reconstrucción completa del puente con una nueva tipología y vanos de mayor longitud, incluyendo nuevas cimentaciones pilotadas con tipología de pórtico transversal. Por último, se realizó la reposición de la plataforma y de las instalaciones de vía y comunicaciones. El plazo total de construcción del puente fue de seis meses.

Construcción del viaducto La Chorrera (Panamá)



Figura 1. Vista general de la construcción.



Figura 2. Carro de alas.

Fátima OTERO VIEITEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Directora General Técnica
fotero@grupopuentes.com

Juan RODADO LÓPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Director Técnico de Ingeniería
jrodado@grupopuentes.com

Ismael BARRAL NOYA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Puentes Infraestructuras Panamá
Gerente País
i.barral@grupopuentes.com

Arturo PIEDRACOBA MORANDEIRA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Puentes Infraestructuras Panamá
Jefe de Obra
arturo.p@grupopuentes.com

Palabras clave: construcción de estructuras, carro de alas, cimbrado, hormigón.

Resumen

Implementar un sistema constructivo en un país supone un reto, pues hay que formar al personal que lo va a manejar, y también, el cliente final debe conocer las particularidades y bondades del sistema.

El viaducto de Chorrera, de 1.570 m de longitud, se encuentra dentro del corredor de Las Playas, proyecto consistente en la rehabilitación y ampliación de 5 km de la carretera Panamericana. La estructura, con 6 carriles, que alcanza un ancho de 26,50 m, permitirá el tráfico local de vehículos por 4 carriles por debajo de la misma.

El viaducto está compuesto por 41 vanos, de longitud media 43 m cada uno, con un tablero de canto constante de 3,50 m. En las pilas se disponen apoyos pendulares que permiten absorber las cargas sísmicas con mejores resultados que otros tipos de apoyos.

La ejecución del tablero consta de dos fases diferenciadas: en la primera fase se ejecuta el núcleo de la sección (tipo “U” con losa superior central), empleando para ello cimbra porticada, mientras que en una segunda fase se ejecutan tanto los voladizos de la sección transversal, que constan de puntales prefabricados, como la losa de voladizos sobre los mismos. Para esta segunda fase se emplea un carro de alas.

El carro de alas es un medio auxiliar de construcción que, hasta ahora, no se había empleado en Panamá, lo que supone un hecho relevante en la región. Presenta entre otras ventajas, la de actuar como medida de protección colectiva frente a caídas a distinto nivel de los trabajadores, y minimiza la afección al tráfico durante la construcción, al no tener que interrumpir el paso de vehículos bajo el mismo. Este método permite avanzar con unos rendimientos de 3 tramos de 12 m de longitud cada semana una vez el carro alcanza el rendimiento óptimo.

Proyecto e ingeniería de construcción del puente mixto curvo empujado sobre el río Pinula



Figura 1. Vista de fase intermedia de lanzamiento.

Francisco Javier JORDÁN GARCÍA
ICCP, P.E., P.Eng.
Pedelta
Director Técnico
jjordan@pedelta.com

Guillermo SANTAMARÍA CABALLERO
ICCP
Pedelta
Director Departamento Rehabilitación
jpons@pedelta.com

Palabras clave: puente mixto, empuje incremental, AASHTO LRFD, curvatura.

Resumen

El nuevo Puente sobre el río Pinula, en Guatemala, forma parte del Proyecto Via Alterna al Sur, de acceso a la Ciudad de Guatemala. El puente tiene un tablero de sección mixta de seis vigas metálicas doble T de 3m de canto constante y losa de hormigón in situ. El puente tiene una longitud de 161 m, repartidos en tres vanos descompensados de 51+50+ 60 m. El trazado en planta es curvo en toda su longitud, siguiendo una alineación circular de radio 148 m, con una pendiente longitudinal constante de 3,2 % ascendente desde el estribo 1 al 2. La sección transversal dispone de un peralte del 7,6%, con un ancho total de 18m. El puente se ha construido mediante empuje desde el terraplén de acceso. Los mayores retos han consistido en el análisis de todas las maniobras requeridas para el montaje y empuje de la sección completa de las 6 vigas. Además de diseñar el tablero completo en fase de servicio y bajo acción sísmica, Pedelta se encargó del diseño de los elementos temporales para las operaciones de empuje. Por ejemplo, la nariz y contranariz de lanzamiento, las vigas de tiro de los gatos, las cimentaciones provisionales de los apoyos en parque de montaje, los diafragmas para las operaciones de elevación temporal y sustitución de apoyos, entre otros. La fuerte curvatura del puente, junto con las contraflechas de la estructura metálica, provocaban despegues sobre los balancines en numerosas fases, complicando el análisis. Para su obtención se ha realizado un complejo modelo tridimensional de cálculo no-lineal del tipo “mixto” mediante elementos tipo barra en alas superior e inferior y elementos tipo lámina para las almas. El puente se encuentra actualmente abierto al tráfico. Pedelta realizó el anteproyecto, proyecto constructivo e ingeniería de construcción para la constructora, Vitsa.

Viaducto Hernani-Astigarraga: primer y único puente atirantado de la red ferroviaria de Alta Velocidad española



Figura 1. Vista aérea del viaducto atirantado.

Javier PASCUAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
VSL International
Ingeniero Centro Técnico
javier.pascual@vsl.com

Marta ARTAL
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Project Manager
marta.artal@vsl.com

Miguel Ángel CALVO RUBIO
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Director Producción Obra Civil
miguelangel.calvo@vsl.com

David MARTÍNEZ
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Director Obra Civil España
david.martinez@vsl.com

Palabras clave: puente, atirantado, ferrocarril, AVE, VSL, vibratest, Hernani, Astigarraga.

Resumen

El viaducto Hernani-Astigarraga se ha convertido en el primer y único puente atirantado en la red ferroviaria de Alta Velocidad de España, marcando un hito clave. La estructura salva el curso del río Urumea y formará parte de la conocida "Y Vasca" de la red ferroviaria de Alta Velocidad de España.

La estructura tiene una longitud de 482 metros, compuesta por 3 pilonos con alturas de 30 metros y un tablero con sección tipo U de hormigón postesado. Además, se han instalado 108 tirantes con longitudes que oscilan entre los 10 y los 60 metros.

El artículo describe la amplia gama de técnicas especiales que fueron necesarias para su construcción, y en especial las relativas al sistema de atirantamiento articulado MSI 2000®, con unidades de 31 y 37 torones, siendo esta última la mayor de este tipo empleada por VSL en todo el mundo. Dicha solución garantiza una instalación eficaz (montaje rápido de los tirantes gracias a la prefabricación in situ), así como su rendimiento a fatiga probado. Además, el puente ofrece una estética singular y atractiva.

Finalmente se describirán los aspectos relativos a la instalación y control de ejecución que han sido tenidos en cuenta durante la construcción de esta estructura, entre los que convenimos en reseñar, los ensayos Vibratest®.

Tren Maya (tramo 1): construcción del viaducto metálico de Boca del Cerro mediante pórtico de izado móvil



Figura 1. Vista longitudinal del nuevo puente de Boca del cerro durante su construcción.

Alejandro LITAGO VIÑERTA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
VSL Construction Systems, S.A
Project Manager
alejandro.litago@vsl.com

Íñigo BARKAIZTEGI MARTÍNEZ
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, S.A
Project Manager
inigo.barkaiztegi@vsl.com

Miguel Ángel CALVO RUBIO
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Director Producción Obra Civil
miguelangel.calvo@vsl.com

Juan LIMA
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Director técnico
juan.lima@vsl.com

Palabras clave: construcción de estructuras, puentes, izajes pesados, pórticos de izaje, estructuras metálicas y construcción en voladizo.

Resumen

El nuevo Puente Boca del Cerro, perteneciente al Tramo 1 del Tren Maya (Palenque-Escárcega), cruza el río Usumacinta a unos 8 km de la ciudad de Tenosique, en el estado de Tabasco (México).

Se trata de un puente de tres vanos, con un vano principal de 160 m de longitud, resuelto con una celosía tipo Warren de dos planos verticales separados 4.50 m y canto variable entre 6.30 y 11.40 m, en acero estructural. Dispone losa de compresión en toda su longitud y losa inferior en la zona próxima a su apoyo en pilas. Los vanos de compensación, muy cortos, se diseñaron como sección cajón de canto variable y hormigón postesado.

Este artículo describe los retos técnicos y productivos que han debido de ser resueltos en la fabricación, montaje y empleo del pórtico de izado móvil, diseñado y fabricado ex profeso para el montaje del vano central por avance en voladizos sucesivos desde sus pilas de apoyo. Incluye los criterios técnicos y consideraciones contemplados en el diseño del pórtico, la secuencia de movimiento de este desde el punto de carga de la dovela hasta su montaje, detallando todos los puntos críticos de cada paso de la operación de cada dovela, cuyo peso varió entre las 45 y las 98 t, y los sistemas auxiliares y equipos de patines para el desplazamiento horizontal y vertical (izado y arriado) de las dovelas; el proceso de montaje de las prelosas de hormigón de 7 t de peso casa una, para materializar la capa de compresión superior, así como las modificaciones que debieron realizarse en el pórtico para dicho fin; y los aspectos principales que permitieron la construcción de las 19 dovelas en un plazo de tan solo 2.5 meses, pese a los retos de toda condición que la ubicación y los accesos plantearon.

Puente Héroes del Chaco (Paraguay): empleo del sistema V-Shape® de VSL en estructuras de gran luz



Figura 1. Vista general del puente.

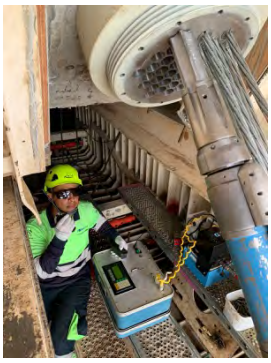


Figura 2. Control de tesado.

Javier PASCUAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
VSL International
Ingeniero Centro Técnico
javier.pascual@vsl.com

Andrés COLMENARES
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Project Manager
andres.colmenares@vsl.com

Miguel Ángel CALVO
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Production Manager
miguelangel.calvo@vsl.com

David MARTÍNEZ
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Director VSL America
david.martinez@vsl.com

Palabras clave: puente, atirantado, saddle, Paraguay.

Resumen

El Puente Héroes del Chaco es una estructura atirantada que cruza el río Paraguay y conecta las ciudades de Asunción y Nueva Asunción, en Paraguay. El puente principal, se conforma mediante dos pilonos de unos 130m de altura, dos vanos de compensación de 150 m de longitud y uno central de 300 m. El sistema de atirantamiento se materializa mediante 4 arpas de 23 tirantes. La potencia de éstos es variable, de entre 25 a 61 cordones y su longitud varía entre 92 y 345m. Se dispone únicamente de un sistema de anclaje activo en el eje longitudinal del tablero, lo que implica obligatoriamente un paso a través de la pila, que se resuelve mediante una silla de desviación.

El sistema de anclaje en el pilono es del tipo saddle (o silla), un elemento típicamente empleado en estructuras extradosadas, que permite que la transferencia de esfuerzos se realice de forma íntegra en la estructura (sin cargas excéntricas del sistema atirantado sobre el pilono). Ello permite optimizar notablemente su geometría, un diseño más esbelto y estético.

Su empleo sin embargo en estructuras atirantadas de gran luz no es tan frecuente. Este artículo presenta los retos técnicos y productivos, así como los beneficios, del empleo de sistema V-Shape® del saddle VSL en esta estructura, entre las que destacan en primer lugar, la gran capacidad de transferir fuerzas diferenciales debidas a cargas desiguales entre vanos por medio de un incremento sustancial de la fricción; la agilidad de instalación del cordón continuo entre puntos de anclaje y su tesado simultáneo, cumpliendo con las estrictas recomendaciones internacionales.

Arco del nuevo puente de Alcántara en Cáceres. Particularidades del diseño y construcción



Figura 1. Infografía del arco en el nuevo puente de Alcántara.



Figura 2. Tramo del arco mixto en el taller metálico.

Ramón SÁNCHEZ DE LEÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTUDIO AIA, SA.
Director de Obra Civil
rsanchezdeleon@estudioaaia.com

Francisco SÁNCHEZ DE LEÓN
Arquitecto
ESTUDIO AIA, SA.
Director Dpto Arquitectura
fsanchezdeleon@estudioaaia.com

Palabras clave: arco, acero, no linealidad, puente romano.

Resumen

La construcción de un puente paralelo al antiguo puente romano de Alcántara supone un fuerte reto para los ingenieros que sentimos el diseño de puentes como algo vocacional, no en vano, dos mil años de historia nos contemplan.

La solución elegida con una longitud de 275 m que discurre sensiblemente paralelo al puente romano de Alcántara, está constituida por un arco de principal de 180,00 metros de luz que salva el cauce ordinario del río Tajo y unos vanos de acompañamiento laterales: cinco vanos en la margen izquierda del río y un vano en la margen derecha.

Arco y tablero se diseñan como estructuras mixtas de acero y hormigón. El acero utilizado es acero de resistencia mejorada a la corrosión (acero corten) que adquiere una pátina de óxido que se integra perfectamente con el color de la oxidación férrica de las pizarras de la zona.

En esta ponencia se abordan diversas particularidades claves en el diseño del arco desde el punto de vista estructural, tales como el pandeo del arco tanto terminado como en sus fases constructivas, las imperfecciones geométricas, la perdida de rigidez del arco por fisuración del hormigón en el arco mixto, la iteración suelo-estructura en los arranques del arco sobre pizarras previamente inyectadas, las conexiones de las pilas con arco y tablero, efectos aeroelásticos.

Se analiza el proceso constructivo seguido actualmente en la ejecución de la obra, con el montaje inicial del del arco metálico de forma asimétrica según las diferentes características de ambas laderas. El arco trabaja inicialmente como cimbra autoportante, hormigonándose su interior en recintos estancos con hormigón autocompactante, para posteriormente ejecutar el tablero.

Finalmente se expone una pasarela adosada lateralmente al puente principal para contemplación del puente romano, con una importante incidencia estructural, introduciendo torsiones al puente en carga permanente.

Viaducto de acceso al nuevo puente de Alcántara (Cáceres)



Figura 1. Ejecución en taller metálico en acero autopatinable.

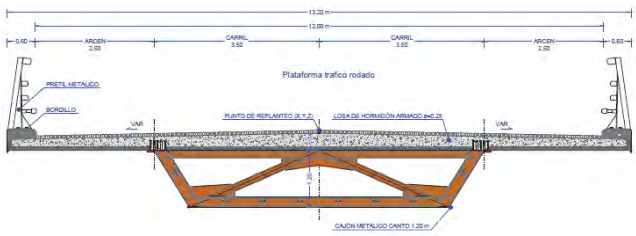


Figura 2. Sección transversal del viaducto.

Ramón SÁNCHEZ DE LEÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTUDIO AIA, SA.
Director de Obra Civil
rsanchezdeleon@estudioaaia.com

Francisco SÁNCHEZ DE LEÓN
Arquitecto
ESTUDIO AIA, SA.
Director Dpto Arquitectura
fsanchezdeleon@estudioaaia.com

Palabras clave: arco, acero, no linealidad, puente romano.

Resumen

Como continuación del gran arco del nuevo puente en Alcántara en Cáceres, que discurre paralelo al puente romano de Alcántara del siglo I d.c., se ha proyectado un viaducto de acceso actualmente en construcción con unas particularidades singulares como consecuencia de su entorno.

La estructura se diseña con un tablero mixto de acero autopatinable en sección cajón cerrada no accesible y las pilas igualmente mixtas. De esta manera, el viaducto se integra con el arco del nuevo puente.

El viaducto de acceso es continuo con una longitud total de 108,00 metros, formado por dos vanos centrales de 30,00 m y dos vanos adyacentes de 24,00 m en los extremos inscritos en una curva de 250 m de radio. La relación de vano lateral frente al central es de 0,80 para mantener la ley de momentos flectores sensiblemente como una viga continua.

La anchura del tablero es de 13,20 m para albergar los dos carriles de tráfico rodado (2x3,50) y los arcenes laterales (2x2,50 m), así como los espacios para colocar los pretiles laterales metálicos.

El tablero está formado por una artesa de acero autopatinable (corten) S-355 J2W, de un canto constante de 1,20 m, sobre las que se apoyan unas prelosas colaborantes prefabricadas de hormigón y que junto con la losa hormigonada in situ forman los 25 cms de la cabeza superior de la sección. La sección es totalmente simétrica. La anchura del ala inferior es de 5,50 m y la superior es de 7,00 m. En la parte superior la artesa está abierta y dispone de dos alas longitudinales de 500 mm de anchura.

Las cimentaciones son pilotadas en las pilas, empotradas en las pizarras y en cimentación directa en uno de los estribos.

Puente atirantado Matlab Uttar – Gazaria en Bangladés



Figura 1. Infografía del puente atirantado Matlab Uttar-Gazaria.

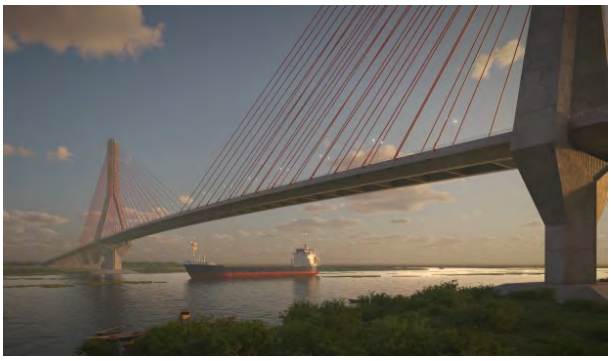


Figura 2. Infografía del vano sobre el canal navegable.

José Luis SÁNCHEZ JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Director del Departamento de Estructuras
jlsanchez@typsa.es

Fernando CEA SORIANO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de Sección. Departamento de Estructuras
fcea@typsa.es

Guillermo PALACIOS GARCÍA
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de Equipo. Departamento de Estructuras
gpalacios@typsa.es

Fernando FERNÁNDEZ MORENO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de Equipo. Departamento de Estructuras
fefernandez@typsa.es

Palabras clave: atirantado, sismo, tifón, socavación, cable, pilote hincado.

Resumen

Con una longitud total de 1850 m y un tramo atirantado de 700 m, con vano principal de 400 m, Matlab Uttar - Gazaria será el puente de mayor luz en Bangladés y el primero de esta tipología. Este país aúna varias circunstancias que suponen fuertes condicionantes de diseño para sus infraestructuras. Se trata de una zona de tifones, con vientos de diseño en su normativa local cercanos a los 300 km/h. Está situado sobre uno de los brazos del río Meghna, sobre una vía navegable con buques de diseño de hasta 10000 DWT.

La práctica totalidad del país está conformado por el delta de los ríos Ganges y Brahmaputra, con depósitos arenosos de gran profundidad. La cimentación prevista consta de pilotes profundos, que para los pilonos del tramo atirantado alcanzan los 90 m de longitud, hincados de 2,5 m de diámetro. Las especiales condiciones hidromorfológicas de la región obligan a considerar socavación de hasta 40 m de profundidad, que condiciona el comportamiento frente a las acciones sísmicas, fuertes vientos e impacto de buques.

El tablero se diseña con sección de hormigón postesado con dos cajones laterales y costillas transversales. Se disponen cables de atirantamiento en disposición de semi-arpa con separación de 12 m en el vano principal, y de 8,5 m en los vanos laterales, que disponen de dos pilas de retenida cada uno. El pilono, en forma de diamante con mástil central, tiene una altura de 100 m sobre el tablero, y unos 130 m desde la cimentación. Esta configuración es comparable con realizaciones internacionales recientes como el Puente Cebú-Cordova Link en Filipinas, el Puente de la Constitución de 1812 en Cádiz, España, o el Puente Atlántico sobre el Canal de Panamá. El proyecto se ha completado por TYPSA en 2024, y está promovido por Bangladesh Bridge Authority (BBA).

Puente móvil en Tappström (Suecia)



Figura 1. Puente Tappström en operación.



Figura 2. Lanzamiento del tablero metálico.

Fernando CEA SORIANO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de Sección. Departamento de Estructuras
fcea@typsa.es

Rafael MARTÍNEZ TURRADO
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
MAMMOET
Segment Sales Manager - Civil
rafael.martinez@mammoet.com

Palabras clave: puente móvil, puente giratorio, Suecia, mecanismo, montaje.

Resumen

El nuevo puente móvil en el acceso a la isla de Ekerö, en Suecia, recoge soluciones singulares tanto para el diseño de su estructura como en la concepción de los mecanismos que permiten su movimiento. También en el montaje, que se planteó en base a las condiciones específicas de su emplazamiento, su configuración final y sus requerimientos de servicio.

Esta estructura permite el paso de embarcaciones al pivotar dos vanos en torno a una pila central. Para ello, el tablero se iza mediante elementos motores electromecánicos para después girar aproximadamente noventa grados también exclusivamente mediante electromecánica. El nuevo puente reemplaza otro también móvil, en este caso basculante, que se ha demolido.

El artículo describe detalles estructurales interesantes asociados al diseño de los puentes en Suecia, y en particular aquellos específicos de los puentes móviles, como apoyos acero/acero, enclavamientos/guías o topes.

De su construcción destaca el montaje del tablero metálico mediante empuje y descenso desde uno de los vanos adyacentes. Para ello, fueron precisas plataformas rodantes para elevar y mover la carga en primera fase, a las que siguió el deslizamiento del tablero sobre la pila pivote y un descenso sobre los apoyos definitivos. Se hizo particularmente importante el control topográfico de la maniobra para asegurar un correcto posicionamiento dentro de las estrictas tolerancias impuestas por el funcionamiento del tablero en fase de operación.

Puentes integrales en Irlanda y Reino Unido



Figura 1. Montaje de la estructura S26 en Irlanda. Récord de luz en su tipología.



Figura 2. Vista inferior de un viaducto integral en Irlanda.

Fernando CEA SORIANO
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de Sección. Departamento de Estructuras
fcea@typsa.es

Guillermo PALACIOS GARCÍA
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de Equipo. Departamento de Estructuras
gpalacios@typsa.es

Palabras clave: puente integral, prefabricado, retracción, temperatura, sobrepresiones.

Resumen

Entre los años 2019 y 2022 TYPSA diseñó 10 puentes integrales en Irlanda y otros 9 en Gales, Reino Unido, a los que han seguido otros puentes semi-integrales en el HS2 en Inglaterra.

En el caso de los puentes integrales, estas experiencias llegan a longitudes de tablero de hasta 100 m, con dos vanos de vigas cajón prefabricadas (Irlanda) o hasta los 69 m para la solución de tablero mixto con vigas de canto variable (Gales). Los casos de Irlanda, con vigas prefabricadas de 50 m de longitud, suponen el récord de esta tipología de tablero en el conjunto de Irlanda y Reino Unido.

Las soluciones para este tipo de estructuras ponen el foco en los estribos y el comportamiento de éstos bajo las consolidaciones y sobrepresiones del terreno al producirse dilataciones por efecto de la temperatura o contracciones termo-higrométricas.

Resulta muy interesante la comparación entre la metodología aplicada en el análisis y la estrategia planteada para estos puentes, basada en la norma PD6694, y las planteadas por ejemplo en la "Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras" de la Dirección General de Carreteras. En el artículo, se estudia dicha estrategia y se compara con la filosofía propuesta por la citada guía, de modo que se obtiene una visión más amplia de las posibles soluciones para este tipo de puentes, así como del análisis más adecuado para cada alternativa.

Viaducto de Baker - Diseño constructivo del nuevo viaducto para la línea ferroviaria Transpenina



Figura 1. Ejecución completa del viaducto.



Figura 2. Secciones transversales del viaducto de Baker.

Francisco Javier RODRÍGUEZ SALAS
ICCP, CEng ICE
Arup
Senior Bridge Engineer
francisco.rodriguez-salas@arup.com

Chris JACKSON
MEng Civil and Structural Engineer, CEng ICE
Arup
Associate
chris.jackson@arup.com

Palabras clave: estructura mixta, prefabricación, interacción vía-estructura, diafragmas rígidos.

Resumen

La Trans Pennine Route Upgrade es un programa de mejoras ferroviarias valorado en varios miles de millones de libras, diseñado para mejorar los trayectos a través de los Peninos entre Manchester, Huddersfield, Leeds y York, en Inglaterra (Reino Unido).

Como parte del proyecto, se requiere un nuevo viaducto de 350 metros de longitud, que transportará cuatro vías cerca de la localidad de Dewsbury, en West Yorkshire. Arup participa como parte de la alianza de diseño para el tramo ferroviario entre Huddersfield y Westtown, siendo responsable del diseño de esta estructura.

La estructura cruza una vía navegable (Calder and Hebble Navigation), el río Calder y una zona inundable, lo que define la longitud total requerida del viaducto. El viaducto se compone de 9 vanos, con longitudes que varían entre 30 m y 55 m, y se divide en tres módulos de tres vanos cada uno, para facilitar la absorción de esfuerzos adicionales en la vía relacionados con cargas térmicas y cargas móviles debido a la interacción vía-estructura.

El diseño del viaducto se ha centrado en la eficiencia y optimización tanto para su construcción como para su operación. Entre sus características principales se incluyen:

- Análisis detallado de interacción vía-estructura, lo que ha permitido eliminar juntas de dilatación en los raíles, minimizando el mantenimiento y las interrupciones del servicio.
- Uso de diafragmas compuestos para maximizar la rigidez estructural, reduciendo las exigencias en cimentaciones derivadas de cargas ferroviarias.
- Enfoque de diseño tipo “producto” para optimizar la prefabricación y fabricación en taller de la estructura.
- Paneles prefabricados del tablero optimizados para su transporte por carretera al sitio y para minimizar el riesgo de contaminación durante la construcción.
- Mejora de la seguridad en la construcción mediante un detallado diseño de los paneles prefabricados del tablero.
- Procesos de diseño automatizados que permiten un alto nivel de refinamiento, reduciendo las cantidades de acero y hormigón necesarias.
- Cimentaciones diseñadas para minimizar la alteración de terrenos contaminados en el emplazamiento.

Este documento presenta el diseño de la estructura y la automatización utilizada en su desarrollo, abarcando los principales desafíos, soluciones e innovaciones adoptadas.

Empuje del tablero metálico del puente de Bagebi en Georgia



Figura 1. Puente de Bagebi finalizado.



Figura 2. Torre de tirante provisional puente Bagebi.

Santiago CABRUJA REGLA
Ingeniero Civil
MK4 World Wide
Jefe de Obra
scabruja@mekano4.com

Raimon RUCABADO JIMÉNEZ
Ingeniero Civil
Mekano4, S.L.U.
Director de Proyectos Especiales
rucabado@mekano4.com

Albert BAILO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide
Director Departamento Técnico
abailo@mekano4.com

Enrique MARTÍ BANDRÉS
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide
Departamento técnico
emarti@mekano4.com

Alejandro De SEMIR De La SOTILLA
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide
Director Comercial Internacional
adesemir@mekano4.com

Palabras clave: puente, acero corten, empuje, balancines, almohadillas deslizantes, torres provisionales, vías de tren, tirantes provisionales, multijácena, descenso.

Resumen

En este trabajo se detalla el lanzamiento del tablero de un puente de tres vanos, multijácena, en Tiflis (Georgia), abordando desafíos únicos por restricciones de diseño y de su emplazamiento.

El tablero, de acero corten, obedecía a un diseño tradicional de puentes metálicos de Georgia, que no podía modificarse. Además, su construcción estaba muy avanzada cuando se planteó su empuje.

El empuje se realizó en bajada y sobre los estribos ya finalizados. Estribos que ya incluían el espaldón y tierras compactadas. Así pues, el reto de este empuje consistió en lanzar un tablero metálico, no concebido para ser empujado, teniendo en cuenta todos los condicionantes, a una cota muy por encima de la final y con sistema de retenida.

La maniobra de empuje se abordó empleando boggies de ferrocarril sobre raíles en el parque de montaje, almohadillas de neopreno y teflón sobre balancines, en torres provisionales de pilas y estribos definitivos, y un sistema de atirantamiento provisional que controlaba la deflexión en el frente del tablero.

El tablero estaba constituido por cuatro jácenas paralelas de gran canto y con fuertes contraflechas. Cada jácena estaba formada por diversos tramos de viga, atornillados entre sí. Entre otros, uno de los principales problemas de este empuje fue lidiar con las placas de conexión inferiores de las juntas de esas jácenas y toda su tornillería.

Otro problema a resolver fue la cota de lanzamiento, que obligó a diseñar y fabricar torres provisionales sobre estribos y pilas definitivas. Torres que debían ser capaces de resistir los esfuerzos que se generaban en el empuje y que permitiesen su desmontaje durante la maniobra de descenso final, con el tablero encima.

El enfoque empleado permitió superar todos los retos, demostrando una ingeniería adaptativa y soluciones creativas en el empuje y construcción de puentes bajo condiciones desafiantes.

Empuje de los viaductos mixtos de los Arejos - Níjar



Figura 1. Equipos hidráulicos de empuje.



Figura 2. Vista general del Viaducto de Los Feos durante su lanzamiento.

Germán BARÉS LUCINDO
Ingeniero Civil
Mekano4, S.L.U.
Director de Ejecución
gbares@mekano4.com

Raimon RUCABADO JIMÉNEZ
Ingeniero Civil
Mekano4, S.L.U.
Director de Proyectos Especiales
rucabado@mekano4.com

Samuel SORIA JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide, S.L.
Jefe de obra
ssoria@mekano4.com

Albert BAILO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide, S.L.
Director Departamento Técnico
abailo@mekano4.com

Pedro FERRER VIDAL
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide, S.L.
Director Comercial España
pferrer@mekano4.com

Javier RICHART RAMÓN
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide, S.L.
Director General
jrichart@mekano4.com

Palabras clave: puente, acero corten, empuje, balancines, almohadillas deslizantes, nariz de remonte, contra nariz, descenso.

Resumen

En este trabajo se detalla el lanzamiento de los viaductos mixtos del tramo de los Arejos–Níjar del futuro corredor ferroviario del Mediterráneo. Abordando desafíos únicos por restricciones de diseño y de emplazamiento.

Los tableros obedecen a la tipología de cajón mixto con jácenas paralelas de acero corten y ambas losas de hormigón armado.

El diseño de los tableros y su infraestructura se realizó teniendo en cuenta el sistema de empuje a utilizar. Se compaginaron elementos estructurales de los viaductos con los elementos auxiliares del sistema de empuje resultando un proyecto de éxito.

El reto fue buscar un sistema de empuje veloz que optimizase los recursos de ejecución.

Los tres viaductos, de hasta 18 vanos y 910 metros, se empujaron por fases en subida, con apoyos deslizantes diseñados específicamente para el proyecto. Se lanzó la estructura metálica junto a las prelosas de hormigón. El tablero empleaba nariz de remonte frontal y contranariz trasera. Ambas permitían entrar y salir de los apoyos deslizantes sin necesidad de detener el empuje.

La maniobra de empuje se abordó empleando balancines triaxiales, articulados en un único plano, con almohadillas de neopreno-teflón. Se emplearon también guías laterales deslizantes.

El equipo de empuje utilizaba dos cilindros hidráulicos de gran capacidad que empujaban la estructura reaccionando sobre dos tendones de pretensado.

Se instalaron placas en las alineaciones para el reemplazo rápido de los apoyos y guías deslizantes por los apoyos definitivos.

Asimismo, se lidio con la disparidad de luces de los distintos vanos, dándose el caso de etapas con alineaciones que no recibían carga alguna.

El enfoque empleado permitió superar todos los retos, demostrando una ingeniería adaptativa y soluciones creativas en el empuje y construcción de puentes bajo condiciones desafiantes salvando obstáculos sin ocupación alguna, con el mínimo impacto ambiental y la máxima seguridad.

Dos pasos superiores integrales con fuerte esviaje sobre la AP-8 en Irún



Figura 1. Vista general del paso superior 1.



Figura 2. Vista general del paso superior 2.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de puentes, doble acción mixta, puente integral.

Resumen

Ambas estructuras se sitúan sobre la nueva Ronda Sur de Irún y la AP-8, a pocos metros de distancia entre sí.

El paso superior 1 tiene una longitud de 45,15 m con un único vano y ancho variable debido a su proximidad con una glorieta. Sus estribos se empotran al tablero y se definen sensiblemente paralelos a la AP-8, por lo que presenta un fuerte esviaje de 49ᵍ. Se trata de un puente mixto integral, formado por un cajón metálico sobre el que se sitúa la losa superior dejando voladizos a ambos lados. El cajón, con almas perpendiculares a las platabandas, se define con canto constante igual a 1,5 m y ancho variable. La losa superior, de 0,25 m de canto, se construye mediante prelosas prefabricadas colaborantes de hormigón armado entre almas del cajón y una estructura auxiliar soporte conectada al cajón metálico en la zona de voladizos debido a su ancho variable.

El paso superior 2 presenta una longitud de 70 m, dividida en dos vanos de 23 y 47 m de luz. El ancho de la sección transversal es constante, igual a 12,9 m. El tablero, con doble acción mixta, se empotra en el primer estribo y se apoya tanto en la pila como en el segundo de los estribos por medio de apoyos de neopreno anclados. Ambos estribos están formados por sillas cargadero sobre pilotes, mientras que la cimentación de la pila, de sección circular, es directa por medio de una zapata. El tablero se compone de un cajón metálico con almas exteriores inclinadas y central perpendicular a las platabandas, con canto variable de 1,3 m sobre estribos y 2,25 m en la sección de pila. Sobre éste se dispone la losa superior, construida sobre una prelosa colaborante de hormigón armado con ancho igual al del tablero.

Estructuras junto al aeropuerto de Luqa en Malta



Figura 1. Intersección con paso inferior de cuatro carriles, paso superior y pérgola en la glorieta de acceso al aeropuerto de Malta.



Figura 2. Intersección con paso inferior de un carril y paso superior en la localidad de Luqa, junto al aeropuerto.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Peter TANNER FURRER
MSc ETH, Zürich; Dr. Ing. de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Javier PARRAS MARTÍNEZ
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructuras, puentes mixtos, pasos inferiores, elementos prefabricados, transporte naval.

Resumen

Ambas estructuras se sitúan sobre la nueva Ronda Sur de En los últimos años, las autoridades maltesas están haciendo un importante esfuerzo por mitigar el problema del tráfico de la isla. Por ello, y debido a la falta de espacio, es común que desarrollen complejos nudos que separan tráficos a distintos niveles para evitar cruces a nivel. Dentro de esta problemática se encuentra la actuación junto a la glorieta de acceso al aeropuerto, que incluye un paso inferior de cuatro carriles, un paso inferior de un carril resuelto con una pérgola y un paso superior de un carril y el enlace de acceso a la población de Luqa, que permite el cruce desde la calle San Tumas a la avenida Aviazzjoni. Cuenta con un paso inferior y un paso superior, ambos de un carril.

Los pasos superiores son estructuras mixtas con más de 200 m de longitud y vanos con luces entre 28 y 36 m, constituidas por cajones metálicos de almas inclinadas de 1 m de canto y losas superiores de 0,25 m de espesor. Al no existir talleres metálicos en la isla, esta tipología no es común en Malta, lo que obliga a prever su fabricación en algún país continental, España en este caso. Su transporte, que incluye tanto el traslado en barco como el complejo traslado desde el puerto a la obra por las angostas carreteras de la isla, requiere un complicado estudio de las piezas. Por otro lado, el montaje en obra y la ejecución de soldaduras exige contar con una mano de obra especializada.

La dificultad de la ejecución de los pasos inferiores estriba en que el terreno de la isla es rocoso casi desde su superficie, de modo que la excavación es compleja, lenta y costosa. En este caso se opta por el uso elementos prefabricados tanto en muros, como en vigas y prelosas.

Diseño conceptual y proyecto del nuevo puente del Quisi en Benissa, Alicante



Figura 1. Viaducto nuevo.



Figura 2. Viaductos nuevo y antiguo.

Manuel SÁNCHEZ-SOLÍS RABADÁN
MSC ICCP
Degree of Freedom
Ingeniero
m.sanchez@dofengineers.com

Altea CÁMARA AGUILERA
MSC ICCP
Degree of Freedom
Ingeniera
a.camara@dofengineers.com

Fernando IBÁÑEZ CLIMENT
MSC ICCP
Degree of Freedom
Director técnico
f.ibanez@dofengineers.com

Salvador MONLEÓN CREMADES
Doctor ICCP
Universidad Politécnica de Valencia
Catedrático Dep. Mecánica Medios Continuos
direccion.correo@xxx.es

Palabras clave: puente, cajón, postesado, ferrocarril.

Resumen

El nuevo viaducto sobre el barranco del Quisi se sitúa aguas abajo del puente existente de Santa Ana construido a principios del siglo XX (1915). Esta estructura de celosía metálica ha sido recientemente rehabilitada y destaca por su valor histórico, patrimonial, arquitectónico y sentimental, por lo que será utilizada como vía verde, siendo el nuevo puente del Quisi la estructura por la que pasarán los nuevos vehículos de la línea ferroviaria. En este contexto, además de las limitaciones técnicas y presupuestarias, el equipo de diseño es consciente de la importancia de encontrar una correlación entre ambas estructuras para dotar de valor añadido a ambas construcciones civiles, que necesariamente coexisten en el emplazamiento.

Finalmente, la solución del nuevo puente consiste en una viga cajón de hormigón postesado de 370 metros de longitud repartidos en ocho vanos (35+6x50+35) y 8 metros de ancho, con un único punto fijo frente acciones longitudinales situado en el estribo del lado Dénia. Además de los criterios técnicos, la decisión de esta tipología se basa en los dos aspectos principales siguientes:

1) Simbólicamente, la línea férrea se traslada al siglo XXI, por lo que los usuarios notarán el avance técnico al cruzar cualquiera de los dos puentes. El diálogo es ineludible y se optó por establecerlo a partir de dos materiales, una tipología: la viga.
2) Para el nuevo puente se utilizan formas suaves y curvas de hormigón, lo que permite la distinción de ambas estructuras en lugar de crear una competencia entre ellas. Estas geometrías se pueden apreciar en las esquinas del tablero continuo y los perfiles ovalados de los estribos, así como en los capiteles de las pilas, lo que resulta en una estética completamente diferente a los elementos lineales y delgados de la celosía metálica existente.

Proyecto de puentes esviados de vigas super-T para la circunvalación M80 Ring Road en Melbourne

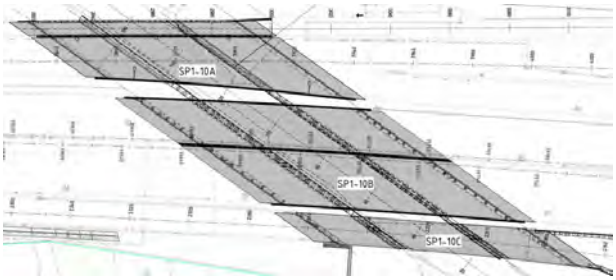


Figura 1. Vista en planta de los 3 puentes.



Figura 2. Infografía del puente visto desde Kempston Street.

Adrián ZAMACONA FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe de Proyectos de Estructuras
azamacona@acciona.com

Ignacio GORDILLO HUALDE
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
igordillo@acciona.com

Pedro DE DIOS BARRAU
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento de Estructuras
pedroantonio.dios.barrau@acciona.com

Luis CARRILLO ALONSO
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento de Puentes
luis.carrillo.alonso@acciona.com

Palabras clave: prefabricado puente esviado, vigas super-t, normativa AS5100 Australia, vehículo pesado especial, Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras.

Resumen

Acciona está diseñando y construyendo el tramo M80 Ring Road Completion dentro del programa North East Link en Melbourne (Australia). El proyecto implica la conversión en autovía de algunas de las carreteras locales existentes eliminando cruces a nivel y adecuando todas las estructuras que aparecen en la traza. En el diseño participa Acciona Ingeniería junto con la firma de ingeniería AECOM.

Dentro de las distintas estructuras del proyecto, se destaca el puente sobre Kempston Street. El puente existente, con un ancho reducido, debe ser sustituido por 3 puentes en paralelo de 3 vanos cada uno (21+33+24 m) que alberguen 3 carriles más un carril bici el primero, 7 carriles el central y 2 carriles el puente lateral. Para el encaje del puente se tiene en cuenta minimizar la afección a las viviendas existentes. Los puentes presentan un gran esviaje de aproximadamente 55 grados, respecto a la línea perpendicular al tablero.

La tipología estructural de este puente es de vanos isostáticos conformados por vigas prefabricadas de hormigón tipo “Super-T” con continuidad sobre pilas a través de la losa de compresión. Esta es la tipología habitual de los puentes en este rango de luces en Australia. El canto de las vigas es de 1.50 m y la losa de 0.20 m. Como particularidad, estas vigas tienen unas alas anchas que se sirven de encofrado para la losa, evitando así tener que emplear prelosas o encofrados para el hormigonado de la losa.

El diseño del puente se realiza conforme a la norma australiana AS5100 aplicando el vehículo pesado especial de cargas HLP-400, cuyo peso total es de 4000 kN. Además, el puente se sitúa en zona sísmica por lo que es diseñado para resistir los efectos de esta acción.

Diseño de pilas macizas esbeltas para viaducto mixto en Noruega según metodología Eurocódigo



Figura 1. Imágen de la pila más alta del viaducto E62 y del viaducto existente adyacente.



Figura 2. Fotografía de la construcción de las pilas con la distribución de trepas.

José María HERNÁNDEZ ARANDA
Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Dpto. de Estructuras OC y Puentes
jmhernandeza@acciona.com

Luis CARRILLO ALONSO
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Dpto. de Estructuras OC y Puentes
luis.carrillo.alonso@acciona.com

Palabras clave: pilas, esbeltez, segundo orden, viaducto mixto, lanzamiento, Eurocódigo.

Resumen

La construcción de la autopista E6 Ranheim-Værnes se encuentra dentro del plan de mejora de la red de carreteras de Noruega y fue adjudicada a Acciona Construcción, formando Acciona Ingeniería parte del consorcio diseñador y resultando al cargo del diseño de los viaductos para el paso por el río Hoommelvik. Este cruce se resuelve con dos viaductos gemelos de tipología mixta con luces de hasta 73 m y alturas máximas que superan los 40 m. La construcción del tablero se lleva a cabo mediante el lanzamiento de la parte metálica y la ejecución de la losa de hormigón utilizando un carro de encofrado móvil. Para la construcción de las pilas se recurre al sistema de encofrados trepantes.

En este contexto se realiza un diseño de pilas de sección maciza con esbelteces que superan la centena. El diseño se realiza según los métodos generales de segundo orden para elementos esbeltos que recoge Eurocódigo. Se procede a detallar entonces las particularidades de este diseño, en base además a las especificaciones del anejo nacional noruego.

Puente de la Concordia: proceso constructivo



Figura 1. Instalación del diagrid en campa con tablero y arco ya ensamblados sobre bancadas de apeo.



Figura 2. Vista general de la construcción del puente. Ambos arranques ejecutados y montaje de tramo central en campa.

Pablo LOSCOS AREOSO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Coordinador de proyectos de Estructuras de Obra Civil
ploscos@ferrovial.com

Juan José SÁNCHEZ RAMÍREZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Jefe de Departamento de Estructuras de Obra Civil
j.j.sanchez@ferrovial.com

Carlos BAJO PAVÍA
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Jefe de Área de Estructuras de Obra Civil
carlos.bajo@ferrovial.com

Francisco MILLANES MATO
Doctor Ingeniero de Caminos C. y P.
fmillanesmato@gmail.com

Jesús MARTÍN SUAREZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director de la División de Inspección, Mantenimiento y A.T.
jesus.martin@tylin.com

Juan Luis MANSILLA DOMÍNGUEZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
juanluis.mansilla@tylin.com

Pablo SOLERA PÉREZ
Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de proyectos sénior
pablo.solera@tylin.com

Palabras clave: construcción de estructuras, puente arco, bowstring, cimentaciones, cimbra, hormigón armado, estructura metálica, SPTM, servicios afectados.

Resumen

El nuevo puente de la Concordia, situado en Madrid y consistente en un arco biempotrado de tablero intermedio de 162 m de luz entre apoyos, se ha convertido en una referencia en ingeniería y arquitectura de la ciudad de Madrid. Su concepción vino condicionada por las limitaciones de los servicios afectados, la preocupación estética y la eficiencia estructural. El puente presenta una conexión innovadora entre el arco y el tablero: ***diagrid***, una malla de acero que, combinada adecuadamente con los dispositivos de iluminación, otorga al puente una personalidad única.

El proceso constructivo del puente y, en especial, el montaje del arco bowstring, han estado sujetos a condicionantes muy estrictos, tanto por debajo (tráfico de la M-12), como por encima del puente (autorización aeronáutica).

La construcción del puente comenzó con la ejecución de las zapatas de apoyo delantero y de los cargaderos pilotados traseros, en coordinación con las cimentaciones de los muros perimetrales de los estribos. A continuación, y sin afección sobre la M-12, se ejecutan sobre cimbra cuajada las células triangulares de hormigón armado y el arranque metálico del tablero que, apoyando en la zapata y en el cargadero pilotado, materializan el empotramiento del ***bowstring***.

En paralelo y en un área de trabajo fuera de la afección a la M-12, se conforma el tramo central del puente, que incluye la parte metálica del tablero y el arco y su conexión a través del ***diagrid***. Posteriormente, mediante plataformas SPTM se traslada el arco ***bowstring*** y se conecta con los arranques de los extremos del puente. Finalmente se ejecuta el hormigón del arco mixto, la losa superior y el hormigón de fondo del tablero, el tesado de la armadura activa y los ajustes de reacciones en los apoyos de los cargaderos necesarios para equilibrar la ley de momentos flectores del puente.

Puente de la Concordia: maniobra de gateo y traslación



Figura 1. Situación previa al traslado del bowstring, con los SPMTS tomando la carga en campa.



Figura 2. Situación final del traslado. Descarga de la estructura sobre apoyos de arranques.

Juan Jose SÁNCHEZ RAMÍREZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Jefe de Departamento de Estructuras de Obra Civil
j.j.sanchez@ferrovial.com

Pablo LOSCOS AREOSO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Coordinador de Proyectos Estructuras de Obra Civil
ploscos@ferrovial.com

Carlos BAJO PAVÍA
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Jefe de Área de Estructuras de Obra Civil
carlos.bajo@ferrovial.com

Rafael Pedro MARTÍNEZ TURRADO
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Mammoet
Segment Sales Manager - Civil
rafael.martinez@mammoet.com

Palabras clave: arco de tablero inferior, gateo, *spmt*, *megajacks*.

Resumen

Durante el diseño de detalle del proyecto del Puente de La Concordia, debido a la afección sobre el tráfico de la M-12 que hubiese supuesto un sistema de construcción in-situ, IDEAM (actualmente TYLin) y Ferrovial desarrollan, junto con el especialista en *heavylifting* Mammoet, un proceso constructivo consistente en el montaje del tramo central de la estructura, un *bowstring* de 2400t, fuera de la calzada y su posterior traslación hasta su posición definitiva mediante SPMT (*Self Propelled Modular Transporters*).

Arco y tablero se ensamblan en paralelo a la M-12, fuera de calzada y a una cota baja que facilita el montaje y soldadura de los tramos. Posteriormente, el arco completo se gatea, en dos fases consecutivas, hasta alcanzar su cota de instalación, en primer lugar utilizando 8 gatos de trepa y a continuación mediante 8 torres de gateo autoestables *MJS500*, dispuestas en 2 grupos apoyados sobre sendos conjuntos de carretones *SPMT*.

Una vez elevada la estructura, se inicia el transporte mediante los *SPMTs*, primero realizando un giro de 90º hasta su colocación perpendicular a la M-12 y posteriormente una traslación en perpendicular a la autopista en la que se añade un tercer conjunto de carretones y, mediante una serie de sucesivas transferencias de carga entre los dos carretones delanteros, se avanza hasta centrar el arco sobre el tronco de la autopista. La fase final comprende una última traslación en perpendicular a la M-12 y un descenso final del arco sobre sus arranques mediante las torres *MJS500*.

La complejidad del proceso y las maniobras que lo constituían, así como la multiplicidad de esquemas de carga y las sucesivas transferencias de esta durante las operaciones, requirió la implantación de un exhaustivo plan de control, tanto de reacciones como de posición en planta y de cotas y deformada del tablero.

Puente giratorio de Tappström (Estocolmo, Suecia). Adaptación, diseño y construcción del tablero metálico



Figura 1. Vista general del puente.



Figura 2. Estructura temporal sobre la pila 5.

Juan Víctor TIRADO GASCÓN
ICCP
COMSA Corporación
Jefe Dpto. Técnico, Área Técnica e I+D
juan.tirado@comsa.com

Benjamín DOMÍNGUEZ SANTANA
ICCP
COMSA Corporación
Especialista de Puentes, Dpto. Técnico
benjamin.dominguez@comsa.com

Rafael Pedro MARTÍNEZ TURRADO
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Mammoet
Segment Sales Manager - Civil
rafael.martinez@mammoet.com

Manuel MORENO YÁÑEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Mammoet
Project Manager
manuel.moreno@mammoet.com

Palabras clave: tablero metálico, puente móvil, chapa ortótropa, lanzamiento tablero, plataforma de transporte autopropulsada de gran capacidad.

Resumen

Los trabajos que se describen se enmarcan en el "Proyecto y Obra de la duplicación de vía en la carretera Ekerovagen – 261. Tappström Bridge". El tablero metálico, que cruza uno de los múltiples canales de Estocolmo a su paso por la comuna de Ekero, se ha diseñado con sección en cajón y costillas transversales para salvar el canal navegable, con 2 vanos de aproximadamente 23 m y 21 m, mientras que los vanos de acceso se han materializado con sendos tableros de hormigón armado de canto variable, con una longitud total de 151 m. A la vista de los rigurosos condicionantes medioambientales, tanto del cauce como de las márgenes, y para minimizar los trabajos en este entorno sensible, se decidió utilizar un procedimiento de construcción del tablero metálico mediante el empuje y lanzamiento con plataformas de alta capacidad autopropulsadas y patines de deslizamiento desde la playa de ensamblaje situada en el trasdós del estribo Norte del puente.

El diseño original del tablero metálico, desarrollado durante la fase de proyecto, no contemplaba su construcción mediante lanzamiento, por lo que se debieron realizar los siguientes trabajos para garantizar la seguridad estructural y estabilidad del tablero y otros elementos estructurales de sustentación durante todas las fases de montaje, ensamblaje y lanzamiento del tablero:

- Verificación de subestructura y tableros afectados
- Verificación de cimentaciones
- Definición y análisis estructural del procedimiento constructivo
- Adaptación del diseño del tablero al sistema constructivo
- Definición de detalles constructivos
- Definición del control y monitorización del procedimiento de lanzamiento.

Replacement of Two Bridges of Chagall Project. Paris – France



Figure 1. Lifting of old Gallardon Bridge – Old Chartres Bridge moving to demolition area.



Figure 2. Lifting of new Chartres bridge.

José María MARTÍNEZ GUTIÉRREZ
MSc Civil Engineer
SARENS
Technical Solutions Spain Manager
Josemaria.martinez@SARENS.com

Dimitri LAURENT
MSc International Management & Business Studies
SARENS
Sales Manager HUB2 – LATAM / Africa
dimitri.laurent@SARENS.com

Keywords: construction of structures, bridge transports and installation, ringer crane, SPMTs.

Abstract

Our client, Demathieu Bard, was responsible for the complex operation of the replacement of two century-old old railway bridges of iconic significance for the modernisation of the national rail network in Ile de France area (Paris).

First the two century-old rail bridges weighing 468T each – the Pont de Chartres for RER line B and Pont de Gallardon for RER line C had to be dismantled. One month later, two new bridge sections were installed. Those new bridges will allow the passage of faster and more efficient trains two lines that are used by a total of over 1,5 million people daily in the metropolitan area of Paris. The comfort of local residents will also be improved, with a reduction in traffic noise and vibrations.

The available area in between the busy road and the railway track and the low ground bearing capacity were a challenge. Sarens used its Sarens Giant Crane (SGC) – 90, the fully electric and silent 2.235t capacity ring crane to cope with the challenge imposed. The SGC-90, known as "Little Celeste", reached the Port of Rouen from Indonesia and was transported via road in 220 trucks to Massy in France. An 100t telescopic crane together with a 200t and 600t crawler canes were necessary for its assembly with 100m main boom configuration in eight weeks, in a very limited area in urban environment.

The SGC-90 lifted the two bridge sections and set them down on Self Propelled Modular Trailers (SPMTs). The SPMTs then drove the old bridge sections to the area where they were finally taken away for scrapping.

The same SPMTs brought under the crane hook the two new bridges, weighing respectively 950t and 1.325t, initially pre-assembled on the other side of the road.

Finally "Little Celeste" installed the 2 new bridges at their final position.

Conceptual Design of a Bridge Replacement Over the Swan River in Fremantle (Perth). First Cable Stayed Precast Segmental Bridge in Australia



Figure 1. New Fremantle Bridge.



Figure 2. Existing Fremantle Bridge.

Marcos SANCHEZ SANCHEZ
Ingeniero de Caminos CyP.
ARUP
Director
marcos.sanchez@arup.com

Lukasz WOJNARSKI
Civil Engineer
ARUP
Associate Director
Lukasz.wojnarski@arup.com

Andrea CASTRO HERNANDEZ
Ingeniera de Caminos CyP.
WSP Spain - APIA
Bridge Engieneer
andrea.castro@wsp.com

Ahmad DIMASSI
Civil Engineer
WSP Australia
Design Manager
ahmad.dimassi@wsp.com

Anthony DUCKWORTH
Urban Designer
Anthony.duckworth@uwa.edu.au

José Manuel MARTINEZ GARCÍA
Doctor Ingeniero de Caminos CyP
WSP Spain - APIA
Bridges & Civil Structures Manager
JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com

Keywords: precast segmental, cable stayed, extrados, balanced cantilever, Australian Codes, seismic design.

Abstract

The existing Fremantle bridge, a multi-span timber bridge crossing the swan river at is eastern point was built in 1939. Planning to replace it by a by a modern structure have been developed unsuccessfully for 30 years. The project constraints were extremely challenging: the new bridge must share the footprint with the existing one to minimize disruption on the road network at the tie ins while increasing the navigational clearance both vertically and horizontally. It must deliver an iconic structure while minimizing the closure of the existing bridge to 12 months during construction and avoiding any structural interaction with the existing bridge which is in poor condition. An extrados/cable stayed bridge with a span arrangement of 66.5-117-69.5m has been proposed. The deck consists of two edge boxes 2.8m deep and 4m wide 22m apart linked transversally by precast T-roff beams spaced every 6m. The cable system consists of two vertical planes, one supporting each edge beam, with a harp arrangement at 22 degrees to the horizontal. To minimize the impact on the traffic in the existing bridge, the edge beams will be built parallel to the existing structure using the balanced cantilever method with precast segments 3m long. The design proposal was approved by Main Roads Western Australia in November 2023 with construction starting in January 2024. Completion of the cantilevers is expected in Summer 2025 with the bridge opening in 2026. It will be the first precast segmental cable stayed bridge in Australia. This paper develops the conceptual design, including specific comparison of the Australian Design Code (AS5100) compared to the Eurocodes.

Nuevo puente destinado a la restitución de la calzada de la autopista GC-1 (Gran Canaria), afectada por un derrumbamiento



Figura 1. Vista general.

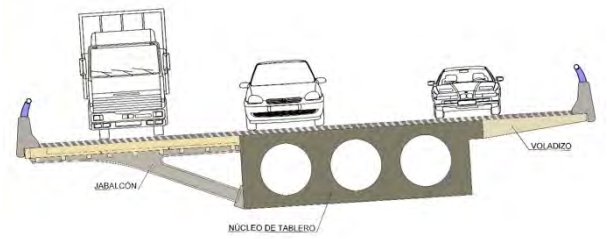


Figura 2. Sección transversal del tablero.

José Antonio LLOMBART JAQUES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ingeniería Civil – Consultoría y Proyectos
ja@jallombart.com

Palabras clave: construcción de estructuras, núcleo, jabalcón prefabricado, prelosa, pretensado transversal, torsión.

Resumen

El puente construido ha tenido por objeto restituir la Calzada Izquierda de la Autovía GC-1, afectada por un desprendimiento ocurrido en diciembre de 2019, que había provocado un espacio vacío en el terreno.

Tras el derrumbamiento, las peculiaridades y morfología de la zona derrumbada y la existencia de un desvío provisional de tráfico resultaron determinantes para definir las especiales características y el proceso constructivo de la nueva estructura.

Para construir el tablero de 15 metros de ancho se disponía solamente de un pasillo con un ancho útil ligeramente superior a los 7 metros. Debido a esta dificultad, la elección de la tipología estuvo fuertemente condicionada por las exigencias de viabilidad, así como las propias del procedimiento constructivo a desarrollar con la utilización de medios auxiliares adecuados para operar en un espacio de tan reducidas dimensiones

El tablero del nuevo puente está constituido por la asociación un núcleo de hormigón postesado, de 40 m de luz y varios elementos prefabricados (jabalcones y prelosas), que soportan una losa de hormigón construida in situ.

La construcción se ha llevado a cabo por fases independientes, cada una de ellas para crear una fracción de la estructura con capacidad para soportar el peso propio de la siguiente, en estado de montaje.

Una de las peculiaridades del tablero proyectado consiste en la asimetría de su sección transversal. En uno de los lados del núcleo resistente, empotrado a torsión en sus extremos de apoyo sobre los estribos, existe una gran zona volada anclada superiormente al núcleo a través de un pretensado transversal, que en estado de servicio es susceptible de transmitir cargas de tráfico de naturaleza excéntrica en relación con el eje longitudinal del núcleo.

Proyecto del puente atirantado sobre el río Tahuando en Ibarra (Ecuador)



Figura 1. Fotomontaje del puente diseñado.

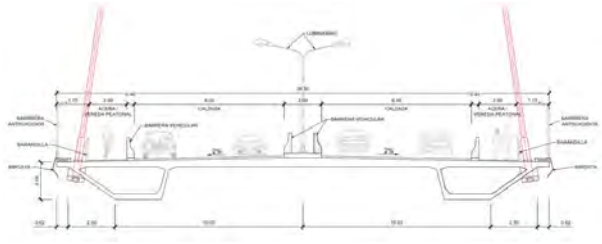


Figura 2. Sección transversal del vano central.

Alejandro RAMOS CASQUERO
Doctor Ingeniero de Caminos
TYPSA Departamento de Estructuras
Jefe de equipo
aramos@typsa.es

Adrián SALAS CALVO
Ingeniero de Caminos
TYPSA Departamento de Estructuras
Ingeniero de proyecto
asalas@typsa.es

Guillermo PALACIOS GARCÍA
Ingeniero de Caminos
TYPSA Departamento de Estructuras
Ingeniero de proyecto
gpalacios@typsa.es

José María LORENZO ROMERO
Ingeniero de Caminos
TYPSA Departamento de Estructuras
Director Adjunto Departamento Estructuras
jmlorenzo@typsa.es

José Luis SANCHEZ JIMENEZ
Ingeniero de Caminos
TYPSA Departamento de Estructuras
Director Departamento Estructuras
jlsanchez@typsa.es

Fernando CEA SORIANO
Ingeniero de Caminos
TYPSA Departamento de Estructuras
Jefe de sección
fcea@typsa.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, puente atirantado, pilono, estribo de retenida, voladizos sucesivos, alta sismicidad, estrategia sísmica, viento.

Resumen

El nuevo puente de carretera urbana sobre el río Tahuando en Ibarra (Ecuador) sirve para cerrar el anillo vial Norte y conectarlo con la Panamericana, desviando el elevado tráfico pesado de largo recorrido por el exterior del casco histórico.

El cruce sobre el barranco tiene 280m de ancho y 190m de profundidad. La altura y lo escarpado de las laderas inducen a una solución de puente construido y apoyado en el plano superior sobre el barranco.

El encaje dentro de la trama urbana implica la necesidad de un puente atirantado con tres vanos de 70m+290m+70m. Los cortos vanos de compensación implican singularidades en el diseño.

La sección transversal de 26.3m de ancho y 2.0m de canto, está compuesta por dos cajones laterales con riostras postesadas y una losa aligerada en los vanos laterales. La sección aloja aceras, ciclovías, cuatro carriles de circulación y una berma.

El atirantamiento se realiza desde dos pilonos con forma de diamante y fustes superiores independientes de 65m de altura sobre la carretera. Las cimentaciones son profundas.

El atirantamiento se realiza mediante dos planos de 26 tirantes en semiarpa y una separación de 10m. Los tirantes son autoprotegidos y en ellos se disponen amortiguadores radiales. La longitud de los tirantes varía entre 43m y 152m, con unidades de entre 31 y 73 cordones.

Los estribos son contrapesos para el tiro vertical que se transmite por medio de ménsulas cortas con apoyos invertidos, junto con un sistema de postesado horizontal y vertical.

Se plantea un proceso constructivo cimbrado para los vanos laterales y con avances en voladizo sobre el barranco.

Se han empleado aisladores (apoyos LRB) con topes para sismos recurrentes (T=500años). Se mantiene la estructura dentro del rango elástico para sismos de diseño (T=1000años). Y se comprueba el no colapso para sismos extremos (T=2500años).

Criterios para el dimensionamiento de diafragmas antidistorsión

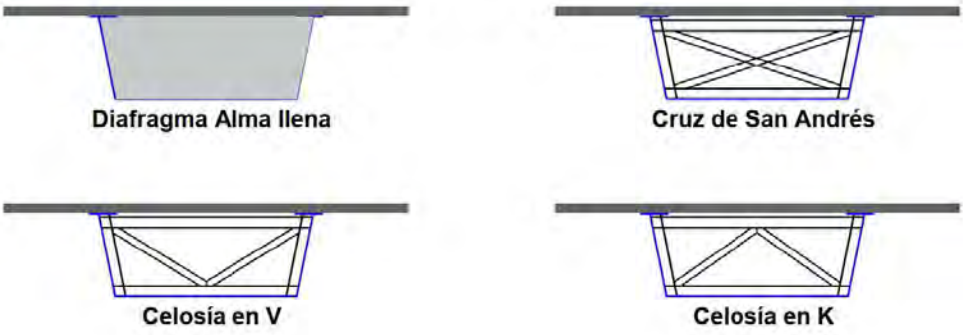


Figura 1. Tipologías de diafragma estudiadas.

Iván CAMPO RUMOROSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria
ivan.campo@alumnos.unican.es

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria
Profesor Contratado Doctor
oscar.ramos@unican.es

Palabras clave: puentes, viga curva, distorsión, diafragmas antidistorsión.

Resumen

La distorsión en los puentes mixtos se controla mediante una disposición adecuada de los diafragmas antidistorsión. El dimensionamiento riguroso de estos diafragmas ha sido históricamente relegado en detrimento de fórmulas o criterios simplificados que en muchas ocasiones llevan a diseños poco eficientes. En esta ponencia se revisarán algunos de los criterios propuestos y se propondrán unas nuevas recomendaciones.

Para redactar estas recomendaciones, se ha realizado un cálculo paramétrico empleando un elemento finito desarrollado por los autores. Las principales variables estudiadas han sido luz (30-90 m), canto, ancho (11.3 – 26.6 m) y curvatura en planta (Hasta 0.4 rad.).

Como resultado se ha revisado la metodología de dimensionamiento por resistencia propuesta por J. Pascual y se ha propuesto una metodología de dimensionamiento "flexible".

El dimensionamiento por resistencia consiste en fijar un espaciamiento máximo entre diafragmas en función de los parámetros mencionados anteriormente. El torsor de diseño es el debido a la carga tributaria del diafragma, y la rigidez del diafragma debe ser, como mínimo, la que aporte un diafragma en celosía dimensionado por resistencia.

El dimensionamiento "flexible" consiste en espaciar los diafragmas un máximo de 4.5 m. Esto permite reducir el esfuerzo torsor de diseño aproximadamente a un 40% del torsor por resistencia, aunque el valor preciso depende de la rigidez del diafragma. Además, se debe comprobar la rigidez del diafragma según un criterio de rigidez mínima.

También se ha propuesto un límite de aplicación para las metodologías anteriores, ya que en tableros muy anchos se requiere de rigidez adicional.

Finalmente se han completado las recomendaciones con el estudio de la tensión debida a la distorsión que debe considerarse en el cálculo de fatiga y la tipología de diafragmas óptima en términos de peso y rigidez según la geometría de la sección.

Nuevo puente de ferrocarril de Boca del Cerro en el tren Maya. Concepción y proyecto



Figura 1. Vista general del nuevo puente.



Figura 2. Nuevo puente integrado en el paisaje y escondido detrás del puente arco existente.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Pedro ATANASIO UTRILLA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ingeniero internacional de soldadura.
TYLin
Jefe de proyectos senior
pedro.atanasio@tylin.com

Jokin UGARTE GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de proyectos senior
jokin.ugarte@tylin.com

Kevin RINCÓN CRESPO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Ingeniero estructural
kevin.rincon@tylin.com

Palabras clave: puente, ferrocarril, celosía, mixta, acero, hormigón, voladizos, integración ambiental, Maya.

Resumen

El nuevo puente de Boca del Cerro está situado en el sur de México, al final del Cañón del río Usumacinta (Tabasco), y es la estructura de mayor luz de todo el Tren Maya.

Ubicado en una zona oficialmente protegida de extraordinario valor ambiental, el Usumacinta es el río más caudaloso de México. Esta zona es también un punto de paso estratégico donde en 1950 se construyó el Puente Arco existente, una estructura de extraordinario valor y que representa un hito de la ingeniería de la época.

Teniendo en cuenta la belleza del enclave, realzada aún más por el puente existente, el nuevo puente de Boca del Cerro se diseñó con el objetivo de integrarse en el entorno y causar el mínimo impacto posible. Para ello, el nuevo puente se proyectó paralelo al existente, a una cota de tablero similar, con una disposición de la celosía que reproduce la configuración del puente existente y acabado en un color verde oscuro que asegura la fusión con el entorno natural.

La solución estructural seleccionada para cumplir estos condicionantes ha sido una celosía mixta de canto variable que salva el río mediante el empotramiento del gran vano central en dos vanos de compensación laterales, resultando una distribución de luces de 30+160+30 m.

El vano central de 160 m es una celosía tipo Warren con doble acción mixta: una losa superior, dos planos de celosía metálica y una losa inferior en las zonas de negativos. Los vanos laterales son cajones de hormigón pretensado.

Como resultado del cuidadoso diseño, la vista desde aguas abajo – el único punto de vista accesible – es de un único puente, sin causar impacto en el paisaje ni competir con el puente existente.

En este artículo se incide en las fases de concepción y proyecto del nuevo puente.

Puente Max Hongler sobre el río Mantaro



Figura 1. Vista general del vano principal atirantado de 140 m de luz.



Figura 2. Detalle de uno de los dos pilonos.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Diego AITA SANTOS
Ingeniero de Obras Públicas
CESMA Ingenieros, S.L.
Ingeniero
peru@cesmaing.com

Héctor Marcelo RUFFO
Ingeniero Civil
Tres-E Asesores Estructurales
Director
hmruffo@yahoo.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de puente, atirantado, acción mixta, sismo, pilonos.

Resumen

El Puente Max Hongler surge de la necesidad de establecer un punto de conexión entre las provincias de Huancayo y Chupaca. Las dificultades técnicas de la estructura obligaron a una implicación total en el desarrollo de los trabajos por parte de Cesma, asumiendo la redacción del proyecto de construcción, elaboración de planos de taller, además del control y seguimiento de soldaduras en obra, izado de las estructuras, tesado de tirantes y hormigonado de la losa.

La estructura tiene una longitud de 724,8 m, con once vanos de luces 43,4-62-63-140-63-5x62-43,4 m, quedando el vano mayor atirantado desde dos pilonos gemelos. El ancho del tablero es de 18,5 m en el vano atirantado y en los vanos de retenida, reduciéndose hasta los 15,8 m en el resto. La sección transversal es mixta con 3 m de canto, compuesta por tres celosías verticales separadas 4,7 m entre sí, unidas por medio de una triangulación inferior y una serie de vigas transversales que se extienden a lo largo de toda la anchura del tablero, sobre las que apoya la chapa grecada que sirve de encofrado perdido a la losa superior de hormigón armado.

Los pilonos presentan dos fustes con sección transversal rectangular mixta sobre el tablero, para facilitar el anclaje de los tirantes de doble horquilla previstos, y sección apantallada con un corte semicircular superior, semejante al del resto de pilas bajo rasante. El tablero se empotra en los pilonos, conectando sus diafragmas a las vigas de atado de hormigón dispuestas entre fustes, formando, el conjunto de vano central y pilonos bajo rasante, la estructura resistente frente al sismo longitudinal con un comportamiento tipo pórtico. Sobre el resto de las pilas se disponen apoyos esféricos y llaves de cortante que minimizan los esfuerzos longitudinales en estos elementos pero garantizan la transmisión del sismo transversal.

Nuevo puente arco singular de la Concordia en Valdebebas



Figura 1. Puende de la Concordia sobre la carretera M-12, materializando la conexión entre Valdebebas y la Terminal T4 del Aeropuerto de Barajas.



Figura 2. Vista general del nuevo Puende de la Concordia.

Francisco MILLANES MATO
Doctor Ingeniero de Caminos C. y P.
Presidente de IDEAM
fmillanesmato@gmail.com

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Daniel MARTÍNEZ AGROMAYOR
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director de Departamento de Puentes
daniel.martinez@tylin.com

Jesus MARTIN SUAREZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director de la División de Inspección, Mantenimiento y A.T.
jesus.martin@tylin.com

Pablo PÉREZ SOLERA
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
pablo.solera@tylin.com

Lorenzo FERNÁNDEZ ORDOÑEZ
Arquitecto
ESTUDIO GUADIANA
lfo@estudioguadiana.com

Luis Armando FRIAS CERDÁ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayesa
Jefe de Sección Estructuras
lafrias@ayesa.com

Palabras clave: proyecto, arco, valdebebas, puente mixto, arco tipo “bowstring”, Diagrid, puente metálico, sistema Network, aeropuerto de Barajas.

Resumen

El nuevo Puente de la Concordia, con una luz principal de 162 m y longitud total 214 m, se ha posicionado tras su inauguración en el año 2022 en el puente más emblemático de entrada a la ciudad de Madrid.

Su concepción ha surgido siguiendo criterios funcionales, estéticos y de eficiencia estructural. El resultado es un arco bowstring metálico con tablero mixto, cuya forma está inspirada en el diseño industrial, armonizando con la Terminal T4 del Aeropuerto de Barajas y queda integrado dentro del ambicioso proyecto de planificación urbana del Parque Valdebebas, donde se albergarán varios proyectos de arquitectos emblemáticos.

Urbano, ambicioso en su diseño, innovador en sus materiales, concepción formal, tipología estructural y proceso constructivo, el puente está inspirado en una poderosa concepción estructural integral, de la que se derivan sus principales virtudes: claridad, simplicidad formal, pureza estructural y geometría dinámica, sugerente y atractiva.

El puente arco bowstring se proyecta con un único vano biempotrado de 162 m de luz entre apoyos. La flexión positiva solicitante en el centro de vano es resistida por una viga de gran canto de 124 m de luz efectiva, en celosía de altura variable materializada por el cordón comprimido superior (arco mixto) el cordón traccionado inferior (tablero mixto) y la celosía del alma (“diagrid”). En la zona a flexión negativa de aproximadamente 18 m, próxima a apoyos, el tablero mixto recoge la tracción superior y el cartabón, con doble acción mixta, la compresión inferior. El esquema se autoequilibra, según un mecanismo clásico de célula triangular que queda oculto en el estribo. La reacción negativa extrema se recoge con un cargadero con pilotes trabajando a tracción en carga permanente.

El puente presenta una conexión innovadora entre arco y tablero: diagrid, una malla metálica que adecuadamente combinada con la iluminación dotan al puente de una personalidad singular.

Construcción del viaducto del Quisi





Figuras 1 y 2: Vistas generales del viaducto construido.

Rafael JIMÉNEZ AGUILAR
Ingeniero de Caminos, canales y Puertos
FCC Construcción S.A.
Jefe del departamento de puentes II
rjimeneza@fcc.es

Álvaro ARGANY GARCÍA
Ingeniero de Caminos, canales y Puertos
FCC Construcción S.A.
Ingeniero del departamento del Puentes
aarganyg@fcc.es

Palabras clave: construcción de estructuras, viaducto, metro, cimbra porticada, construcción de fases.

Resumen

El Viaducto sobre el barranco del Quisi es un paso de vía única para la línea 9 de la red del metro de Alicante en el término municipal de Benissa. Este viaducto sustituye al de Santa Ana, que dejó de estar en servicio con la apertura del nuevo.

El viaducto tiene una longitud de 370 m y está formado por 8 vanos continuos con luces de 35+6x50+35 m. La geometría en planta es fundamentalmente recta excepto en los vanos laterales que se desarrollan en curva.

El tablero tiene una sección en cajón pretensado de 8.00 m de ancho y 2.754 m de canto constante con una relación canto luz aproximada de L/18.2.

La altura de las pilas es variable entre los 7 y 33 m ajustándose a la orografía. La geometría de las pilas difiere según la altura: sección en rectángulo redondeado en las pilas bajas y sección hexagonal y variable en altura en las pilas más altas.

Las cimentaciones son tanto directas como profundas.

El tablero se encuentra anclado longitudinal y verticalmente un punto fijo situado en uno de los estribos mediante tendones de pretensado para recoger las acciones longitudinales y el levantamiento.

El tablero se construye por fases mediante cimbra: cimbra cuajada en zonas de poca altura y cimbra porticada en las zonas de mayor altura. La cimbra porticada se resolvió con torres y el cuelgue desde el tablero construido en la fase anterior.

Tres grandes viaductos mixtos en el tramo 1 del tren Maya: Tenosique, Candelaria y Escárcega



Figura 1. Viaducto constituido por la sucesión de vanos mixtos isostáticos.



Figura 2. Viaducto de Candelaria a su paso sobre el río Candelaria, con pasarela adosada en cosntrucción.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Profesor asociado de puentes metálicos y mixtos. UPM
TYLIN
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Pedro ATANASIO UTRILLA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ingeniero internacional de soldadura
TYLIN
Jefe de proyectos senior
pedro.atanasio@tylin.com

Jokin UGARTE GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de proyectos sénior
jokin.ugarte@tylin.com

Alberto SUZ MAROTO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de proyectos
alberto.suz@tylin.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, viaducto, ferrocarril, urbano, estructura, mixto, acero, hormigón, simplemente apoyado, Maya.

Resumen

Los nuevos Viaductos Urbanos del Tramo 1 del Tren Maya se localizan en el sur de México, en los municipios de Tenosique (Tabasco) y Candelaria y Escárcega (Campeche).

Los viaductos consisten en una sucesión de vanos tipo simplemente apoyados de 40 m de luz. La longitud de los viaductos es: 2920 m en Tenosique, 990 m en Candelaria y 1080 m en Escárcega.

La solución estructural adoptada para los vanos tipo que componen los viaductos urbanos es un tablero mixto (acero-hormigón) bijácena, compuesto por dos vigas metálicas “doble T” conectadas a una losa superior de hormigón. Las dos vigas están conectadas entre sí mediante celosías transversales intermedias para reducir la distorsión de la sección transversal y un arriostramiento inferior para cerrar el circuito de torsión. En los extremos se disponen sendos diafragmas de apoyo metálicos para transferir las fuerzas verticales y horizontales a las pilas.

Los viaductos están situados en una zona de gran sismicidad. Por ello, se han diseñado las pilas por capacidad, concibiendo rótulas plásticas en la zona inferior del fuste para limitar las fuerzas que se transmiten a las cimentaciones. Las pilas constan de un único fuste de hormigón de sección rectangular sobre el que descansa un cabecero. Por otro lado, la ligereza del tablero mixto ayuda a reducir las fuerzas sísmicas y, por tanto, a optimizar el diseño.

Esta tipología se ha seleccionado por las ventajas de su proceso constructivo, que permite que la ejecución de los vanos sea independiente, sin necesidad de seguir una secuencia concreta desde un estribo hacia el otro, pidiéndose abordar múltiples frentes de ejecución de manera simultánea. Además, la estandarización empleando vanos tipo de 40 m ha permitido optimizar y agilizar enormemente la producción de las más de 16.000 toneladas de acero estructural que componen los tres viaductos.

Analysis and Structural Behaviour of a Precast Segmental Cable Stayed Bridge Over the Swan River in Fremantle (Perth, Australia)

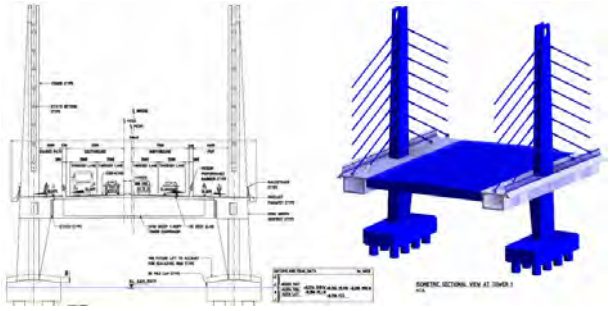


Figure 1. Fremantle Bridge Replacement. Cross section.

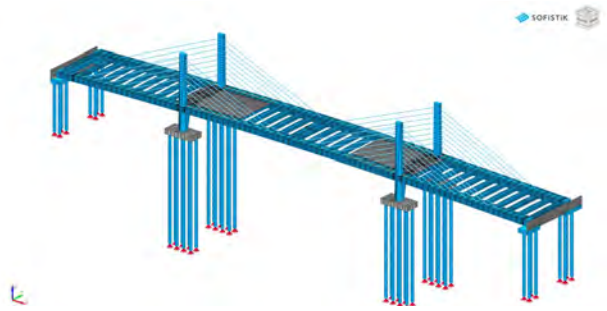


Figure 2. Fremantle Bridge Replacement. Structural Model.

Marcos SANCHEZ SANCHEZ
Ingeniero de Caminos CyP.
ARUP
Director
marcos.sanchez@arup.com

Andrea CASTRO HERNANDEZ
Ingeniera de Caminos CyP.
WSP Spain - APIA
Bridge Engieneer
andrea.castro@wsp.com

Lukasz WOJNARSKI
Civil Engineer
ARUP
Associate Director
Lukasz.wojnarski@arup.com

Ahmad DIMASSI
Civil Engineer
WSP Australia
Design Manager
ahmad.dimassi@wsp.com

Allan COOKE
Civil Engineer
ARUP Australia
Senior Engineer
Allan.cooke@arup.com

Jose Manuel MARTINEZ GARCIA
Doctor Ingeniero de Caminos CyP
WSP Spain - APIA
Bridges & Civil Structures Manager
JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com

Keywords: precast segmental, cable stayed, extrados, balanced cantilever, Australian Codes, seismic design, shear lag, creep and shrinkage.

Abstract

The bridge designed to replace the existing Fremantle bridge in in Walyalup (Perth) consist of a 3 span precast segmental cable stayed bridge, which will be the first of its kind in Australia. The structural system consists in two external concrete boxes 2.8m deep and 4m wide linked transversally by 22m long T-roff precast beams connected by a top concrete slab. This configuration was driven by the construction requirements of minimizing the disruption on the existing bridge: the new bridge, 30m wide, allows for the edge boxes to be built in balanced cantilever on both sides of the existing bridge and prior to closing traffic. This method reduces the post-closure operation to the demolition of the timber bridge and construction of the transversal elements and top slab between boxes.

The construction method, with only 40% of the self-weight applied during the balanced cantilever stages required a careful cable stressing sequence and a sophisticated structural staged model, combining shell and frame elements to capture accurately the shear lag effects, redistribution of loads between the edge beams, top slab, and transversal precast beams both in the longitudinal and transversal direction. A specific calibration of Creep and shrinkage in frame and shell elements to the Australian code was developed as part of the detailed design. The Australian code is particularly stringent in the SLS service limits (1 Mpa compression in precast elements for the characteristic load case). The design provides a monolithic solution is integral at the towers which required a pre-jacking at midspan to balance the long-term effects in the tower foundations, which are supported by 8 piles 1.5m diameter each and up to 45m long. The bridge is in a seismic area. This paper describes the structural analysis of the different elements and compares the requirements of the Australian Code with the Eurocodes.

Aparatos de aislamiento sísmico en el viaducto de Alhama

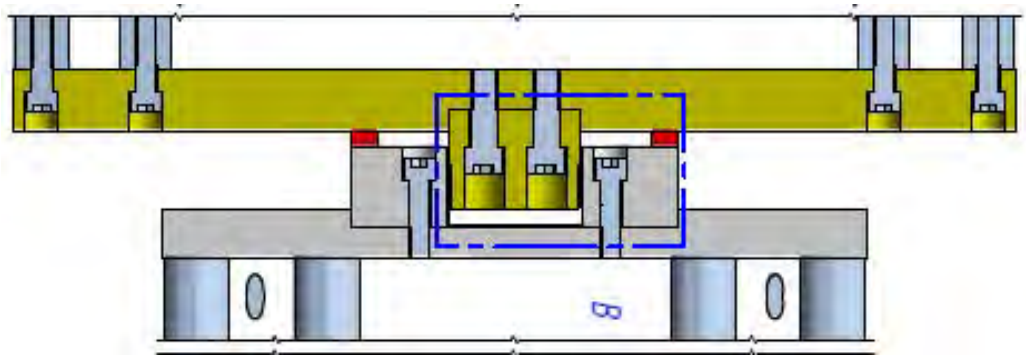


Figura 1. Sección transversal de llave de cortante.

Samuel SORIA JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos
MK4 World Wide, S.L.
Gestor de proyecto
ssoria@mekano4.com

Raimon RUCABADO JIMÉNEZ
Ingeniero Civil
Mekano4, S.L.U.
Director de Proyectos Especiales
rucabado@mekano4.com

Palabras clave: apoyo estructural, guía, llave de cortante, antisísmico, amortiguador, resorte hidráulico, postensado, FVD, PSD.

Resumen

Este trabajo detalla la tipología y características de los aparatos de apoyo, guías laterales, amortiguadores y resortes hidráulicos empleados en el aislamiento sísmico del viaducto de Alhama.

El viaducto forma parte del tramo entre Sangonera y Totana del nuevo corredor ferroviario del Mediterráneo. El proyecto y su solución sísmica fueron elaborados por CFC, S.L. La característica principal de esta estructura de 44 vanos es, además de sus casi 2 km de longitud, la utilización del viaducto para incorporar una estación intermedia.

Es un viaducto hiperestático. Su sección está compuesta por dos vigas prefabricadas tipo artesa en la parte del viaducto y cuatro en la parte de estación. El tablero se completa con una losa de compresión y diafragmas sobre las pilas.

El tablero se aísla longitudinalmente frente al sismo con apoyos esféricos de 26.000 kN de capacidad y gran carrera longitudinal. Se vincula a las pilas usando dispositivos antisísmicos en la zona de estación, anclados mediante barras postensadas.

Transversalmente el tablero resiste el sismo por capacidad. Los esfuerzos transversales generados son muy elevados, de hasta 18.000 kN. Magnitud similar a la carga vertical de algunos apoyos. Dichos esfuerzos son difíciles de recoger con apoyos convencionales. Por ello, la solución adoptada emplea guías independientes, llamadas "Llaves de cortante".

La amortiguación longitudinal se delega a los dispositivos antisísmicos; 16 amortiguadores de fluido viscoso de 1.100 kN (FVD) y 16 resortes hidráulicos precargados de 3.100 kN (PSD).

Esos resortes (PSD) formalizan el punto fijo en las pilas 19 y 20. Su precarga bloquea el movimiento longitudinal. Cuando la fuerza supera la precarga se inicia el movimiento y la amortiguación. Finalizado el evento sísmico, los resortes recentran el tablero.

La solución satisface los requisitos del proyecto, demostrando una ingeniería adaptativa y creativa en el campo de los apoyos, guías y dispositivos antisísmicos.

Instalación de tirantes en el puente Comuneros II en Huancayo (Perú)



Figura 1. Vista general con todos los tirantes instalados.



Figura 2. Sistema de aproximación y tesado.

Alejandro REQUES DEL RÍO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U.
Ingeniero Departamento Técnico
alejandro_r@freyssinet-es.com

Patrick LADRET
Ingeniero Civil
Freyssinet S.A.U.
Director Desarrollo Internacional
pladret@freyssinet-es.com

Nicolas TROTIN
Ingeniero Industrial
Freyssinet S.A.U.
Ingeniero Departamento Técnico
nicolas_t@freyssinet-es.com

Jean Pierre GALVAN ALDORADIN
Ingeniero Civil
Freyssinet y Tierra Armada Perú
Gerente de Operaciones
jeanpierre.galvan@fta.pe

Jorge HERRERA
Ingeniero Civil
Freyssinet y Tierra Armada Perú
Gerente de Ingeniería
jorge.herrera@fta.pe

Efrain SUELDO
Ingeniero Civil
Freyssinet y Tierra Armada Perú
Ingeniero Departamento Técnico
efrain.sueldo@fta.pe

Palabras clave: construcción de estructuras, tirantes, horquilla, prefabricación, simultaneidad.

Resumen

El puente Comuneros II, situado sobre el río Mantaro en Huancayo (Perú), tiene una longitud total de 725 m, repartidos en 2 vanos de 43.40 y 6 vanos 62 m, con un tramo atirantado formado por dos vanos de retenida de 63 m y un vano central de 140 m. El puente está formado por un tablero metálico sobre el que descansa una losa de hormigón de compresión.

El tramo atirantado tiene 2 pilonos de hormigón en forma de H, desde donde salen 2 haces de tirantes (5 unidades por vano), formando un total de 40 tirantes.

Los tirantes están compuestos unidades de 12, 19 y 27 cordones, con una longitud máxima de aproximadamente 65 m. Todos los tirantes fueron instalados en el tablero metálico, antes del hormigonado de la losa de compresión. Los tirantes están formados por una horquilla fija en el pilono y una horquilla regulable en el tablero, con una carrera de ±100 mm, posibilitando ajustes posteriores.

El ciclo de instalación de los tirantes, de aproximadamente 2-3 días por pareja, estaba formado por:

- Prefabricación íntegra de los tirantes sobre el tablero, pudiendo simultanear parejas a la vez.
- Traslado de los tirantes mediante carros hasta su posición definitiva sobre el tablero e izado del anclaje superior con ayuda de una grúa.
- Aproximación de la horquilla inferior a su posición definitiva y tesado del tirante mediante un sistema adaptado a las particularidades del puente, formado por barras y gatos. Una vez se aproximaba la horquilla hasta su posición final, se procedía al tesado del tirante hasta la carga objetivo. Cabe mencionar que el tesado se hacía de forma simultánea en la pareja de tirantes, en escalones.

Los tirantes fueron instalados entre los meses de octubre 2023 y enero 2024.

Seis puentes mixtos en la duplicación de la N-220 en Manises (Valencia)



Figura 1. Vista aérea de tres pasos superiores de tres vanos construidos y pilas del ramal de conexión de 10 vanos.



Figura 2. Vista aérea de la construcción de dos pasos superiores de tres vanos.

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de Caminos
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero de Caminos
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Javier PARRAS MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos
CESMA Ingenieros, S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos
DRAGADOS S.A.
Jefe Dpto Estructuras, Geotecnia, Obras Marítimas
clucass@dragados.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS
Ingeniero de Caminos
DRAGADOS S.A.
Jefe Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil
jjalvareza@dragados.com

Luis SOPEÑA CORVINOS
Ingeniero de Caminos
DRAGADOS S.A.
Ingeniero Estructural Dirección Técnica
lsopenac@dragados.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de puentes, apoyos elastoméricos anclados, doble acción mixta, pila-pilote.

Resumen

En la duplicación de la calzada de la N-220 en su acceso al Aeropuerto de Manises surgen seis nuevas estructuras, de las cuales tres de ellas son pasos superiores de tres vanos de 24-32-24 m de luz paralelos a estructuras existentes y de 11,8 y 12,8 m de ancho de tablero, otras dos, situadas en el ramal de conexión de la V-30 con la CV-370, son pasos superiores con trazado curvo, con la pila central en mitad de su longitud total, de 51 y 70 m respectivamente y ancho 8,3 y 11,5 m respectivamente, mientras que en el ramal de conexión de la V-30 con la N-220 se genera un nuevo viaducto de diez vanos y ancho de 8,8 m. En este último caso el trazado también es curvo y su longitud total es de 363 m con una luz máxima de 59,7 m.

En todos los tableros se adoptó una tipología con doble acción mixta formada por una losa de hormigón construida sobre prelosas colaborantes y un cajón metálico en donde radica la diferencia entre ellos. Mientras que en los pasos superiores con trazado recto el cajón es bicelular, de canto variable de 0,85 a 1,25 m con almas laterales inclinadas y alma central vertical, en los situados en trazado curvo el cajón es monocelular con canto constante de 1,25 m. Como excepción, el vano mayor del viaducto y sus adyacentes presentan canto variable de 1,25 a 2,75 m.

Las pilas de los pasos superiores son pilas-pilote, salvo las del viaducto, que son rectangulares con bordes redondeados. En todos los casos se disponen apoyos elastoméricos anclados sobre los que descansa el tablero.

En otra comunicación de Congreso se presentan las particularidades de la construcción de estas estructuras.

The New City Bridge of Drammen (Norway)



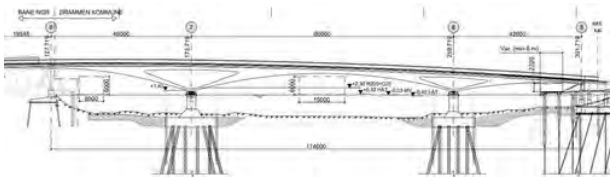


Figure 1. Render of the new bridge over the river Drammen.

Figure 2. Elevation of bridge over the river Drammen.



Figure 3. Overview illustration of the new bridge.

Mario RANDO CAMPOS
MSc ETSIIM
Degree of Freedom
Senior Engineer
m.rando@dofengineers,com

Birger OPGÅRD
MSc Sivilingeniør
Degree of Freedom
Partner/ Senior Engineer
b.opgaard@dofengineers.com

Fernando IBAÑEZ CLIMENT
MSc ICCP
Degree of Freedom
Partner/Director
f.ibanez@dofengineers.com

Alejandro CLEMENTE
MSc ICCP
Degree of Freedom
Senior Engineer
a.clemente@dofengineers.com

Keywords: urban bridge, composite structure, river bridge, erection sequence, ice loads, BIM.

Abstract

The new City Bridge of Drammen, or Bybrua in Norwegian, is a 259 m long urban bridge that will cross over the railway station and the river. This new structure, that replaces the existing bridge, will connect the main areas of the city, Strømsø to the south and Bragernes to the north.

The railway station located at the south side under the existing bridge will be expanded as part of a major infrastructure renovation and the rail tracks will be raised by 0.50m. The larger clearances under the bridge and the poor condition of the existing 90 years old bridge have been the main reasons to substitute the old bridge by a new one.

The final design is a collaboration between Degree of Freedom, Norconsult, SAAHA and Knight Architects, outstanding for its symbolism as major landmark of the city.

The new bridge will be an 8-spanned continuous deck with an overall length of 259 m. The first five spans are 14.5m to 19.5m long and cross over the 6 tracks of Drammen's Rail Station. The other three spans that cross the Drammen River are 46m, 86m and 42m long. The bridge over the river is a composite structure. The concrete deck is connected to the two longitudinal steel box girders spaced about 10m that will converge with two steel arcades whose axes are contained by planes inclined 63° connecting them to the concrete piers in the river.

The deck has a 19.0m clear width including a 2-lane road, 2 pedestrian walkways and 2 cyclist paths.

The long structural design process of this bridge has overcome significant challenges such as the poor ground conditions in the riverbed, finding and adequate erection sequence, large ice loads and the coordination between different owners and multiple interdisciplinary teams.

Puentes en la obra A465 Heads of the Valleys (Gales)



Figura 1. Puente de Nant Melyn. Incluye dos tableros integrales.



Figura 2. Puente de Nant Hir con una solución mixta multivano.

David ARRIBAS MAZARRACÍN
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Jefe Departamento Puentes I
darribas@fcc.es

Ignacio POYALES MORALES
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Project Director
ipoyalesm@fccco.com

Leandro BUJAN VÁZQUEZ
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Design Manager
LBujanV@fccco.com

Mike CUMMINE
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Construction Director
mike.cummine@fccco.com

Peter NAGLE
Civil Engineer
FCC Construcción
Bridges Project Manager
peter.nagle@fccco.com

Palabras clave: desdoblamiento, puente integral, prelosa de polímeros, losas prefabricadas.

Resumen

El proyecto afecta a 17.7 Km de la carretera existente A465 entre los municipios de Dowlais y Hirwan en Gales a unos 40 km al norte de Cardiff. La carretera actual es una carretera de doble sentido y el proyecto consiste en transformarla en una carretera de doble calzada con dos carriles por sentido. El nombre oficial del proyecto es: "A465 Heads of the Valleys: Section 5 and 6", es un proyecto de diseño y construcción en el que FCC Construcción es el responsable de llevarlo a cabo.

Dentro de la obra hay que ejecutar 32 estructuras, de ellas destacan los puentes de Taf Fawr y Taf Fechan que se explican en otras presentaciones. Dentro del resto de estructuras hay diversas tipologías, pero las más interesantes son:

- Puentes de vigas prefabricadas integrales de un solo vano. En esta tipología hay varias estructuras, pero destaca Nant Melyn Westbound Bridge en el que la luz máxima llega a ser de 38 M. La tipología consiste en vigas prefabricadas más losa in situ con un detalle de empotramiento en el estribo.
- Puentes mixtos integrales de un solo vano. Esta tipología se utiliza en lugar de la de vigas prefabricadas cuando la luz es importante o hay problemas de gálibo. Destaca el puente de Nant Melyn Eastbound con 65 m de luz. Consiste en vigas metálicas doble T y la losa superior de hormigón prefabricado.
- Puente mixto multivano. De esta tipología sólo está el puente Nant Hir con luces 25 + 50 +25. En este caso el puente no es integral y tiene apoyos convencionales. Su sección transversal es vigas metálicas doble T con losa superior de hormigón prefabricado.

El objetivo de esta comunicación es explicar los detalles de diseño y de construcción de estas tipologías de puentes.

Puente de Taf Fawr en la obra A465 Heads of the Valleys (Gales)



Figura 1. Taf Fawr en mayo 2023.



Figura 2. Taf Fawr en abril 2024.

David ARRIBAS MAZARRACÍN
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Jefe Departamento Puentes I
darribas@fcc.es

Pablo BERNAL SAHÚN
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Ingeniero Departamento Puentes I
pbernals@fcc.es

Ignacio POYALES MORALES
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Project Director
ipoyalesm@fccco.com

Leandro BUJAN VÁZQUEZ
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Design Manager
LBujanV@fccco.com

Mike CUMMINE
Master Civil Engineer
FCC Construcción
Construction Director
mike.cummine@fccco.com

Peter NAGLE
Civil Engineer
FCC Construcción
Bridges Project Manager
peter.nagle@fccco.com

Palabras clave: hormigón pretensado, durabilidad, cajón multicelular, voladizos sucesivos.

Resumen

El puente se encuentra dentro del proyecto de desdoblamiento de la carretera A465 entre los municipios de Dowlais e Hirwan en Gales, a unos 40 km al norte de Cardiff. Dentro del proyecto hay que ejecutar varios puentes nuevos y entre ellos está el puente de Taf Fawr.

El puente es de hormigón pretensado y tiene una distribución de luces de 56 + 75 + 56 m. Tiene una sección transversal multicajón formada por tres cajones unidos entre sí que conforman un ancho total de unos 37 metros. Lo más singular del puente es que de los tres cajones, uno de ellos pertenece a un ramal de entrada que empieza de forma independiente de los dos cajones que forman el tronco y llega a conectarse con ellos en una sección intermedia formando una sección transversal única.

Los cajones se construyeron de forma independiente por el sistema de avance en voladizo como si fueran tres puentes independientes. Se han usado dos parejas de carros por lo que se han tenido que hacer los tres cajones de forma secuencial empezando por el cajón del ramal de entrada y acabando por el cajón sentido de circulación Oeste. Posteriormente, se conectaron los tres cajones para formar la plataforma final con otro sistema de carros. Con esta configuración, el espacio disponible para el funcionamiento de los carros entre los diversos cajones ha sido muy estricto, complicando de forma importante la construcción del puente.

En esta presentación se va a explicar en detalle lo más singular del proceso de diseño y del proceso constructivo de este puente.

Proyecto y ejecución técnica del puente postesado sobre la rambla del Vínculo en Roquetas de Mar, Almería



Figura 1. Vista del alzado del puente terminado previa a la inauguración.

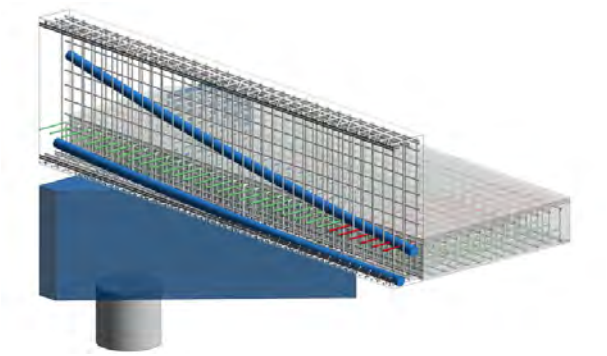


Figura 2. Modelo 3D realizado para el estudio de interferencias y colocación de ferralla. En rojo las barras que interfieren.

Luis Miguel SALAZAR MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Tensio Engineering
CEO
lsalazar@tensio.es

Jorge Domingo NAVARRO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
Arquitecto, Arquitecto Técnico
NR Proyectos
CEO
jorgenavarro@nrproyectos.com

José Luis NAVARRO MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Estudio de Ingeniería Fomintax, S.L.P.
CEO
joseluisnavarro@fomintax.es

José Antonio BRAVO
Ingeniero Técnico Industrial
OVISA PAVIMENTOS Y OBRAS S.L.U.
Jefe de Obra
joseantonio.bravo@probisa.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, pretensado, gran esviaje, puente viga, coeficiente de reparto, arrastre por cortante, interferencias armaduras.

Resumen

En el Proyecto de Construcción del Nuevo Acceso de Carretera de Alicún en Roquetas de Mar, Almería, se atraviesa la Rambla del Vínculo. La solución estructural del dintel surge por la falta de canto debido a la cota de la rasante de la vía y al resguardo hidráulico, dejando solo 50 cm de espesor para saltar los dos vanos de 27,35 m, lo que supera las soluciones clásicas por la relación canto/luz de 1/55. Se extendieron las almas del tablero hacia arriba, actuando como barrera y separando el tráfico rodado del peatonal. Se permitió una sola pila tabique en el cauce.

El dintel es de hormigón postesado, con dos vanos de 27,35 m, con esviaje de 39º, con vigas de 1,50 m de canto sobre el tablero (2 m de canto total) y 1 m de ancho, alojando el pretensado parabólico de 4 tendones de 31 cordones de 0,6".

Hay voladizos de 3,15 m que sirven de aceras ciclopeatonales. Su canto variable, de 0,20 en la punta a 0,30 m en el arranque, ofrece dinamismo estético lateral, con elementos faceteados.

La parte entre vigas, para el tráfico rodado, tiene un canto de 0,50 m, al que se añade lo necesario por el bombeo transversal del 2%.

El esquema resistente es una viga continua hiperestática de dos vanos. La relación entre su ancho y luz de vano permite su consideración como elemento viga para el cálculo longitudinal del tablero, resistiendo las flexiones transversales gracias al mecanismo de torsión.

Uno de los aspectos más interesantes es el trazado del postesado en los arranques, dividido en dos familias para minimizar interferencias con la armadura transversal del tablero.

La estrategia sísmica se basa en el aislamiento mediante elastómeros reemplazables, sin necesidad de bloqueos longitudinales o transversales, en la rama descendente del espectro.

Viaducto sobre el río Neris para la alta velocidad de Lituania



Figura 1. Vista lateral del puente. Primer plano del vano central sobre el río Neris.



Figura 2. Pila en A sobre P-15 junto con secuencia de vanos de 45 en zona de llanura de inundación.

Manuel CASADO LECHUGA
Ingeniero de Caminos
IDOM
Ingeniero de Estructuras
mcl@idom.com

Miguel SACRISTÁN MONTESINOS
Ingeniero de Caminos
Arenas & Asociados
Ingeniero de Estructuras
msacristan@arenasing.com

Javier FERNÁNDEZ ANTÓN
Ingeniero de Caminos
Arenas & Asociados
Ingeniero de Estructuras
jfernandez@arenasing.com

Juan RUIZ ESCOBEDO
Ingeniero de Caminos
Arenas & Asociados
Ingeniero de Estructuras
jruiz@arenasing.com

Palabras clave: alta velocidad, Rail Báltica, avance en voladizo, pilas integrales.

Resumen

El puente sobre el río Neris se encuentra situado en la municipalidad de Jonava (Lituania) y es el puente más emblemático por su longitud, altura y tecnología de diseño y construcción, de todos los diseñados en los proyectos de la alta velocidad báltica.

El diseño del puente ha tenido que respetar los criterios medioambientales de protección Natura 2000. Debido tanto a la migración de los peces como al crecimiento de la vegetación del fondo del río se tuvo que respetar una banda central sobre el cauce de 135 m, lo que motivó un vano principal de diseño de 150 m sobre el río y cimentaciones rotadas con lados principales paralelos a las márgenes.

Debido al requerimiento expreso del cliente de diseñar estructuras con bajo mantenimiento, durante el estudio de alternativas se tuvieron que abandonar soluciones como celosías metálicas u otras tipo arco puesto que no se contaba con un sustrato geotécnico que garantizara un buen funcionamiento del mismo.

La solución final adoptada maximiza el empleo de pilas integrales y reduce el número de apoyos mecánicos. Se diseña un puente de 1510 m de longitud total y pilas del entorno de 40 m de altura. El primer tramo sobre el rio se construye con voladizos sucesivos y cimbra sobre el terreno. Este tramo de 578 m de longitud se separa a través de una junta de dilatación sobre la pila P-8 de los restantes 932 m del puente que se construyen con autocimbra en vanos de 45 m de longitud.

El puente consta de un total de 28 pilas. En la pila P-15 se diseña una pila en A para absorber las acciones rápidas de frenado. Ambos tableros quedan vinculados para estas acciones a través de un amortiguador de impacto provisto sobre la junta estructural de la pila P-8.

Puentes mixtos en la E6RV en Noruega

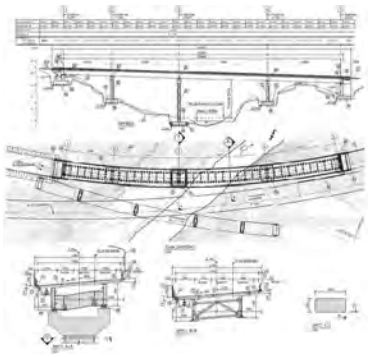


Figura 1. Alzado, planta y secciones del K62.



Figura 2. Tablero del K62 en el parque de prearmado.

José María ARROYO BARBAT
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero de Proyectos
jmarroyob@acciona.com

Alberto GABARRÓN DURÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero de Proyectos
algabarron@acciona.com

José María HERNÁNDEZ ARANDA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero de Proyectos
jmhernandeza@acciona.com

Francisco Javier CARRASCAL PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
franciscojavier.carrascal.perez@acciona.com

Francisco Javier MARTÍNEZ LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Ingeniero Senior Estructuras
franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com

Manuel BIEDMA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Metálicas
manuel.biedma.garcia@acciona.com

Palabras clave: proyecto y cálculo, puente mixto, metodología BIM, lanzamiento.

Resumen

Acciona Ingeniería ha proyectado tres puentes de carretera que forman parte del proyecto de la autopista E6RV en Noruega, realizado con metodología BIM. El contratista principal ha sido Acciona Construcción.

Los tres puentes presentan similitudes entres sí: tableros mixtos hormigón-acero continuos de canto constante y múltiples vanos, sin doble acción mixta, bijácenos, apoyados en pilas de hormigón, trazado curvo en planta y puesta en obra mediante lanzamiento.

El puente denominado E62 presenta una configuración de luces 40 + 55 + 73 + 60 m, longitud total 228 m y altura máxima de pilas 35 m. El puente mellizo de este, el E63, cuenta con una configuración de luces 55 + 69 + 73 + 53 m, longitud total 250 m y altura máxima de pilas 37 m. Por último, el puente E80 dispone de luces 43 + 4×51 + 43 m, longitud total de tablero 290 m y altura de máxima de pilas 7 m.

El ancho de tablero es constante en los dos puentes mellizos, 14,7 m para el E62 y 14,8 m para el E63, con pendiente longitudinal constante y curvatura en planta también constante, conformando un helicoide de plano director. El E80, en cambio, presenta una configuración geométrica de calzada muy compleja que le lleva a contar con ancho variable, acuerdo parabólico aproximadamente en el centro del puente y curvatura no constante en planta. No obstante, el diseño de este ha hecho posible el que pueda ser puesto en obra mediante lanzamiento.

Los tres presentan las peculiaridades de la forma noruega de entender el diseño de los puentes de carretera: desde la elección de materiales a la configuración de las juntas de dilatación del tablero, pasando por la tipología de los estribos.

Viaduto de Sto. Ovídio: Proceso constructivo



Figura 1. Detalle de empuje de la estructura sobre pilas definitivas y torres temporales.



Figura 2. Vista general de la construcción del puente. Se aprecian las construcciones que impedian el montaje por tramos especificado en proyecto.

Nuno LOPES
Senior Engineer
GRID International
nuno.lopes@grid.pt

Orlando VIDEIRA
Senior Engineer
GRID International
Orlando.videira@grid.pt

Carlos BAJO PAVÍA
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Jefe de Área de Estructuras de Obra Civil
carlos.bajo@ferrovial.com

Vitor MARCHÃO
Senior Engineer
VSL Sistemas Portugal
vitor.marchao@vsl.com

Miguel FREIRE ROCHA
Senior Engineer
Ferrovial Construcción S.A.
mfrocha@ferrovial.com

Palabras clave: construcción de estructuras, celosía, estructura metálica, torres provisionales, tendones auxiliares, bastidores metálicos, esfuerzos sísmicos. Puente empujado.

Resumen

El nuevo viaducto de Santo Ovidio está situado en la extensión de la Linha Amarela del metro de Oporto. Se trata de una celosía metálica de 421.6m dividido en 6 vanos y con una luz máxima de 80.60m. El trazado se circunscribe mayoritariamente en un radio en planta de 201m y una pendiente ascendente del 2%. El procedimiento constructivo del proyecto contratado se definía como el montaje de diferentes tramos del puente sobre las pilas definitivas y torres auxiliares y, en segunda fase se colocan los tramos de centro de vano hasta conseguir la continuidad de la estructura.

En el momento de llegar a obra, Se comprobó que construcciones recientes no permitían disponer de espacio adecuado para el acopio de los tramos de tablero antes de su montaje en obra. Por este motivo se planteó y redimensionó el tablero para efectuar su montaje mediante el empuje del tablero desde el estribo2, situado en la parte alta del viaducto. Realizando un empuje en curva y descendente en alzado.

Con el fin de no penalizar en gran medida la estructura durante el empuje al presentar vanos intermedios de 80m aproximadamente, se dispusieron torres auxiliares para reducir la luz de lanzamiento en voladizo a la mitad de la luz de diseño, aproximadamente a 40m entre pilares definitivos.

Estas torres, fueron arriostradas mediante tendones activos a las pilas definitivas, para eliminar las fuerzas horizontales de rozamiento que se generaban en el proceso de empuje. Las fuerzas de desvío transversales, así como el soporte provisional frente a esfuerzos de viento eran resistidos por elementos desviadores colocados lateralmente en las pilas definitivas. Esto fue posible sin sobredimensionar ni pilas ni cimentaciones, ya que pilas y cimentaciones estaban dimensionadas para resistir los esfuerzos sísmicos de diseño, que en este caso eran superiores a los esfuerzos transversales generados durante el empuje.

El empuje se realizó mediante la colocación de unos gatos de 120t que tiraban de un bastidor, adosado a la parte trasera del puente, mediante tendones de pretensado. El tramo final del puente, que se salía del trazado perfectamente circular fue montado con grúas, para acomodar la forma del puente al trazado de la línea de metro. El lanzamiento del puente tuvo una duración de 143 días, lanzándose aproximadamente un tramo de tablero de 18,6m por semana.

El viaducto mixto de Huixtla en la línea K en México



Figura 1. Render 3D del Viaducto urbano de Huixtla y su pasarela peatonal.



Figura 2. Izado y colocación de pila metálica del viaducto.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Fernando RUANO PARRA
Máster Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Director de Departamento de Puentes
fernando.ruano@tylin.com

Enrique BORDÓ BUJALANCE
Máster Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Director de Departamento de Puentes
enrique.bordo@tylin.com

Carlos COLMENAREJO MARTÍNEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Ingeniero Proyectista
carlos.colmenarejo@tylin.com

Bryan BARRANTES PÉREZ
Máster Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Ingeniero Proyectista
bryan.barrantes@tylin.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, puente ferroviario, zona alta sismicidad, puente bijácena, puentes mixtos, puente urbano, pilas metálicas, diseño por capacidad.

Resumen

El Viaducto de Huixtla es un viaducto ferroviario situado en el tramo C de la Línea K, uniendo los municipios mexicanos de Ixtepec (Oaxaca) y Ciudad Hidalgo (Chiapas). Este viaducto urbano, de 3090 m de longitud entre apoyos extremos y siendo la estructura de mayor longitud de toda la Línea K, discurre elevado sobre el municipio de Huixtla (Chiapas), recorriendo el mismo trazado de la antigua línea de ferrocarril situada en superficie.

La estructura se compone de 84 vanos isostáticos, con una sección mixta acero-hormigón formada de dos vigas metálicas “doble T” unidas a una losa superior de hormigón.

La subestructura del viaducto se resuelve por medio de pilas de acero en cajón cerrado, conectadas a la cimentación de pilotes y encepados por medio de un sistema de conexión compuesto por una basa metálica de doble chapa y anclajes activos perimetrales con barras de acero de alto límite elástico. Debido a la alta sismicidad de la zona, las pilas se diseñan por criterios de capacidad.

El viaducto dispone asimismo de una pasarela peatonal metálica, paralela al viaducto, que permite cruzar el río Huixtla, así como un andén elevado que da servicio a la estación ferroviaria situada en superficie.

Debido a que los tiempos de proyecto y ejecución son extremadamente ajustados, tanto los tableros como las pilas se proyectaron buscando que los elementos que los componen fuesen mayoritariamente prefabricados, por lo que se buscó reducir lo máximo posible los trabajos en obra e intentando que la mayor parte de estos elementos fuesen ejecutados en taller y trasladados posteriormente a obra.

El viaducto, que actualmente está en fase de ejecución, quedará concluido antes de finalizar el verano de 2024.

Nueva pila del acueducto PSA 101 sobre la AP68 en Bilbao



Figura 1. Vista frontal de la nueva estructura.



Figura 2. Vista nocturna de la nueva estructura.

Gonzalo ZARRABEITIA ULLIBARRI
Ingeniero de Caminos
IDOM
Ingeniero de Estructuras
gonzalo.zarrabeitia@idom.com

Francisco Javier GÓMEZ CORRAL
Ingeniero de Caminos
IDOM
Ingeniero de Estructuras
fjgomez@idom.com

Palabras clave: pila, estructura metálica, transferencia de cargas, excentricidad, instrumentación.

Resumen

La nueva pila del acueducto sobre la AP-68 consiste en una estructura mixta de sección cajón de ancho variable y altura 8.50 metros, empotrada en un pedestal de hormigón postesado de 5.50 de metros de altura. La geometría de la estructura, con forma de L invertida, está condicionada por el gálibo admisible y por la posición del eje de apoyos del tablero. La excentricidad resultante entre el punto de apoyo bajo el tablero y la conexión con el pedestal de hormigón es de 7.50 metros, lo que supone un hito para este tipo de actuaciones.

La sección transversal es variable, siendo en arranque un fuste único de sección cajón de 3.50 m de ancho y 2.50 m de canto que se abre en dos brazos que se unen por una viga transversal metálica que rigidiza el conjunto. Sobre dichos brazos, de canto variable entre 1.00 m y 1.75 m se disponen los apoyos definitivos, ubicados en la misma posición, manteniendo la configuración actual del acueducto. Los espesores de las chapas principales varían desde 40 a 85 mm.

Además de las particularidades de la propia estructura y de tratarse de una actuación sobre un acueducto por el que discurren dos tuberías, es muy destacable el proceso adoptado para la maniobra de transferencia de cargas.

En una primera fase se gatea el tablero apoyándonos en la nueva estructura en puntos ubicados a 2.50 metros del eje de apoyos actual. Posteriormente, se demuele la pila original del acueducto y se finaliza la ejecución de la nueva estructura instalando la última dovela metálica y transfiriendo nuevamente las cargas al eje de apoyos original.

En este artículo se describe en detalle tanto las características de esta estructura como el innovador proceso constructivo y de transferencia de cargas realizado.

Puentes mixtos especiales con sección en U línea Z, México



Figura 1. Puente de Tolosita.



Figura 2. Puente de Mogoñe.

Luis MATUTE RUBIO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Vicepresidente
luis.mature@tylin.com

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Daniel MARTINEZ AGROMAYOR
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director del Departamento de Puentes
daniel.martinez@tylin.com

Enrique BORDÓ BUJARALCE
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director del Departamento de Puentes
enrique.bordo@tylin.com

Palabras clave: puente ferroviario, zona alta sismicidad, sección en U, puentes mixtos, puentes ferroviarios, puentes integrales.

Resumen

RECAL ha tenido el encargo de la fabricación, ejecución y puesta en servicio de los trabajos correspondientes a la sustitución de 7 de los 16 puentes ferroviarios existentes en el tramo 2 de la línea “Z”, México. La ejecución de los puentes se encuentra en un estado muy avanzado.

TYLin ha desarrollado el proyecto de los 7 puentes. Dentro de estos puentes hay 3 tipos de tipologías. No obstante, destaca la tipología de sección en U con losa inferior de hormigón. Esta solución viene dada por la rasante de la vía existente y por los condicionantes hidráulicos, los cuales obligaban a mantener unos gálibos mínimos inferiores y la imposibilidad de plantear una estructura más convencional. La tipología es poco empleada en puentes metálicos de Ferrocarril, más aún, siendo un puente integral. Está formada por dos vigas longitudinales, unos marcos y vigas transversales inferiores, junto con una losa inferior de hormigón. Las longitudes de los puentes llegan hasta los 120m, y la luz máxima hasta los 40,00m.

En el artículo se describirá con detalle el proyecto, así como las fases de ejecución que han permitido construir los puentes en un tiempo récord.

Viaducto ferroviario mixto 3 del nuevo tren interurbano México-Toluca. Concepción y proyecto





Figura 1. y 2. Vistas generales del viaducto.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Pablo SOLERA PÉREZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de proyectos senior
pablo.solera@tylin.com

Pedro ATANASIO UTRILLA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ingeniero internacional de soldadura
TYLin
Jefe de proyectos senior
pedro.atanasio@tylin.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, viaducto, ferrocarril, mixta, acero, hormigón, urbano.

Resumen

El Viaducto Mixto 3 es uno de los viaductos ferroviarios más importantes del nuevo Tren Interurbano México-Toluca. Situado en la demarcación de Cuajimalpa de Morelos, a la salida de la Ciudad de Mexico, permite el cruce elevado del carril derecho de la autopista Mexico - Marquesa.

La orografía de la zona, junto con la necesidad de realizar un cruce muy esviado y en curva sobre la autopista, han condicionado la solución planteada. Para resolverlo ha sido necesario diseñar una solución de tablero mixto de canto variable de 243 m de longitud, con un radio en planta de 300 m y una distribución de luces de 44,0+47,5+95,0+56,5 m.

El tablero del viaducto se ha resuelto mediante una doble viga metálica conectada a la losa superior, con doble acción mixta en zonas de negativos. Las vigas metálicas tienen canto variable entre los 2,7 m en centro de claro y los 6,5 m en pila, para salvar el claro principal de 95 m de longitud, que se encuentra entre los mayores ejecutados hasta la fecha en ferrocarril en esta tipología.

Para hacer frente a los elevados esfuerzos de torsión debidos a la curvatura del tablero, donde la sección no posee una losa inferior de hormigón se ha dispuesto un arriostramiento inferior. Asimismo, en los vanos extremos ha sido necesario ubicar un contrapeso para evitar el levantamiento del tablero.

El puente presenta importantes interferencias con la autopista inferior en servicio por lo que ha sido necesario definir un proceso constructivo complejo con apeos temporales y múltiples fases. La solución de doble viga metálica ha permitido transportar el tablero metálico a la obra con mayor facilidad mediante vigas separadas en módulos más pequeños, superando así las dificultades de realizarlo en un entorno urbano.

El viaducto de Sabiñánigo en la A-23, el récord mundial de autocimbra. Concepción y proyecto



Figura 1. Vista general de la ejecución del Viaducto de Sabiñánigo.



Figura 2. Vista inferior de la sección completa.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Fernando RUANO PARRA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director de División de Puentes
fernando.ruano@tylin.com

Jokin UGARTE GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
jokin.ugarte@tylin.com

Alberto SUZ MAROTO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
alberto.suz@tylin.com

Jesús MARTÍN SUÁREZ
Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director de la División de Inspección, Mantenimiento y Asistencias Técnicas
jesus.martin@tylin.com

Juan Luis MANSILLA DOMÍNGUEZ
Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Sénior
juanluis.mansilla@tylin.com

David ALCÁÑIZ JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
david.alcaniz@tylin.com

Palabras clave: construcción evolutiva, autocimbra, carro de alas, hormigón pretensado.

Resumen

El Viaducto de Sabiñánigo en la autovía A-23 es una estructura de 933,70 m de longitud y anchura de 25,10 m, con luces de 9x90+74+49,7. El tablero es un cajón de hormigón pretensado con grandes voladizos laterales soportados por puntales, y canto variable de 3.25 m en la zona de centro de vano (L/27.7) a 5.80 m en la sección de apoyos (L/15.5). Destaca por su vano tipo de 90 m de luz cuyo cajón se ejecuta mediante autocimbra, lo que supone un récord del mundo (compartido con un viaducto de la línea férrea Ankara-Estambul). Los voladizos se ejecutan en segunda fase mediante carro de alas.

El diseño del puente venía fuertemente condicionado por las necesidades de luz del primer vano del viaducto, que debía salvar el río Gállego y el cortado situado a los pies del estribo E1, lo que conducía a una solución forzada de 90 m de luz. Se realizó un extenso estudio de alternativas que concluyó con la solución de ejecución de todo el tablero mediante una única autocimbra que pudiera ejecutar vanos de hasta 90 m, a la vanguardia de las realizaciones mundiales hasta la fecha, optimizando el coste y los rendimientos de la obra.

La variación de canto de la sección se eligió para tener una zona central de canto constante que consiguiera un diseño estructural óptimo y mejorara a la vez los rendimientos de la autocimbra (proceso industrializado de ferrallado y montaje). La sección transversal propuesta busca optimizar la respuesta a una plataforma tan ancha, estrechando el cajón central y disponiendo jabalcones prefabricados que materialicen un apoyo extremo para la losa.

En el artículo se describirán en detalle los principales aspectos relacionados con la concepción de la solución estructural y el proyecto de la estructura, que se concluirá en los próximos meses.

La estructura de la I35 North East expansion en San Antonio, Texas. Tramo central-sur



Figura 1. Vista general del tramo Central-Sur en el entronque de la I35 con la N410.

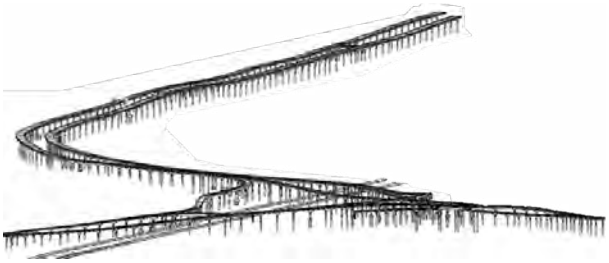


Figura 2. Vista general del tramo Central-Sur.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Enrique BORDÓ BUJALANCE
Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Director de Departamento de Puentes
enrique.bordo@tylin.com

Carlos GORDO MONSÓ
Dr. Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
carlos.gordo@tylin.com

Alfonso FERNÁNDEZ-PACHECO LÓPEZ-AMOR
Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
alfonso.fernandez@tylin.com

Alejandro MARTÍN ARÉVALO
Ingeniero de Caminos, C y P.
TYLin
Ingeniero Proyectista
alejandro.martin@tylin.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, autopista urbana elevada, vigas prefabricadas, interacción suelo-estructura, pila-pilote.

Resumen

Para descongestionar el tráfico en la autopista I35 entre San Antonio y Austin (Texas, EE.UU.), se ha previsto la construcción de 3 carriles adicionales por sentido a lo largo de aproximadamente 30 mi (48 km) en los alrededores de San Antonio. El denso entorno urbano en el que se enmarca esta obra ha motivado que la práctica totalidad del nuevo trazado se construya en forma de viaducto elevado, apoyado en el exiguo espacio existente entre la actual I35 y los carriles de servicio adyacentes.

La estructura de los viaductos principales, así como los enlaces y ramales de acceso, se resuelve mediante tableros de vigas prefabricadas de 145' (44 m) de luz tipo y 58' (17.7 m) de ancho tipo, apoyados en pilas martillo (simétricas o excéntricas) o pilas pórtico, con cimentaciones pila-pilote de gran diámetro empotradas en la roca calcárea subyacente. Los vanos más largos, de hasta 321' (98 m) correspondientes a los cruces sobre vías inferiores de ferrocarril o carretera con fuerte esviaje, se resuelven mediante tableros mixtos hormigón-acero. La envergadura del proyecto es colosal, ya que sólo en el tramo central-sur cuenta con aproximadamente 10,6 mi (17 km) de viaducto, más de 400 pilas, 480 pilotes, y 2100 vigas prefabricadas.

La obra, adjudicada a la Joint Venture Alamo NEX Construction (Ferrovial-Webber) en régimen de diseño y construcción, ha sido diseñada en su tramo central-sur por TYLin International. En este artículo se describen los condicionantes y soluciones propuestas para los elementos principales de la estructura, así como las herramientas desarrolladas para poder afrontar de manera eficiente su diseño.

En Junio de 2025 la construcción de esta gran estructura estará muy avanzada.

Aspectos constructivos de las cimentaciones del puente atirantado de Pattullo (Canadá)



Figura 1. Construcción del pilono del puente atirantado (S1).

José Ignacio DÍAZ DE ARGOTE
Ingeniero de Caminos
ACCIONA Construcción
Gerente de Proyectos UNE Carreteras& Puentes
jdiazargote@acciona.com

Alberto SOTO NÙÑEZ
Ingeniero de Caminos
ACCIONA Construcción
Jefe de Oficina Técnica PBR
asotonunez@acciona.com

Choon CHAN
Ingeniero de Caminos
ACCIONA Construcción
Design Manager Pattullo Bridge
choon.chan@acciona.com

José Carlos SEIXAS DOS SANTOS
Ingeniero de Caminos
ACCIONA Construcción
Director de construcción PBR
jseixassantos@acciona.com

Nuno MATOS
Ingeniero de Caminos
ACCIONA Construcción
Jefe de Obra

Palabras clave: Pattullo, puente atirantado, cimentación pilotes metálicos 2.5m, método constructivo, martillos de hinca.

Resumen

El proyecto de sustitución del Puente de Pattullo (Pattullo Replacement Bridge), en Vancouver, Canadá es un proyecto de diseño y construcción adjudicado en enero de 2020 al consorcio formado por ACCIONA y la empresa canadiense AECON. La estructura más significativa es un puente atirantado sobre el río Fraser, con una luz principal de 332 m y una longitud total de 777 m. Además del puente atirantado, existen unos vanos de acceso con luces de hasta 115 metros, así como una rampa de salida a la autovía 17.

Todos los pilotes del puente se han diseñado como pilotes hincados metálicos circulares de diámetros comprendidos entre los 2.0 y 2.5 m y espesores de camisa entre 20 y 52 mm. La transferencia de las cargas al encepado se realiza mediante la ejecución de un tapón de hormigón armado de entre 10 y 30 metros de profundidad. La longitud de los pilotes varía de 40 a 113 metros. El perfil geotécnico es muy variable, en especial el estrato rocoso varía de profundidad de norte a sur. Dos de las pilas, la torre del puente atirantado S1 así como la pila N, se localizan en el río, por lo que se ha necesitado la realización de los pilotes con medios marítimos.

Se describe la prueba de hinca cuyo objetivo fue el de optimizar el diseño y reducir el riesgo de ejecución, los martillos utilizados, así como los estudios previos de hinca necesarios, los criterios de aceptación y testeo de los pilotes para su aprobación, los problemas encontrados durante la ejecución y las lecciones aprendidas aplicables a otros proyectos.

Se adjunta una foto durante la ejecución de la torre S1.

Prefabricación en los viaductos ferroviarios del libramiento de Campeche



Figura 1. Pórticos del Viaducto VDT 4044.1 durante la ejecución del Viaducto.



Figura 2. Tren circulando sobre el Viaducto de La Hoya.

Jordi REVOLTÓS FORT
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Jefe de Disciplina Puentes y Viaductos
jrevoltos@sener.es

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Zhang LIU
Máster Ingeniero Civil
SENER
Jefe de Proyectos
zhang.liu@sener.es

David ALCAÑIZ JIMÉNEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
david.alcaniz@tylin.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructuras, viaducto ferroviario, hormigón prefabricado, plazo de ejecución, montaje con grúas, tableros isostáticos.

Resumen

El Libramiento Ferroviario de Campeche es un proyecto de vía férrea de 18,33 km de longitud, perteneciente al Tramo 2 del Tren Maya en el estado de Campeche (México), que circunvala la ciudad de Campeche. Dentro de las estructuras de este proyecto, destacan los siguientes viaductos:

- Viaducto de La Hoya: se trata de una estructura de 1.140 m de longitud, con 38 vanos de 30m de luz y una altura de pila máxima de 14,80 m.
- Viaducto UMAN: se trata de una estructura de 330 m de longitud, con 11 vanos de 30m de luz y una altura de pila máxima de 24,40 m.
- Viaducto VDT 4044.1: se trata de una estructura de 180 m de longitud con 6 vanos de 30 m de luz. La principal característica de esta estructura es que todas sus pilas son pórticos que salvan la autovía sobre la que cruza el Viaducto. La luz máxima de estos pórticos, medida entre ejes de fustes, es de 25 m.

Todas las estructuras constan de tableros isostáticos de 30 m de luz entre ejes de pilas, con 14,2 m de anchura, lo que permite alojar dos vías férreas. El vano tipo consta de 8 vigas prefabricadas tipo AASHTO VI conectadas mediante una losa superior de compresión. Se dispone un diafragma en los apoyos que solidariza las distintas vigas.

Dado el exigente plazo de ejecución de este tramo, se planteó una solución estructural en la primase la homogeneización y prefabricación de elementos. En este sentido, la prefabricación se aplicó tanto a los tableros, como a la subestructura, donde se plantearon pilas con dos fustes prefabricados de sección octogonal hueca sobre las que se dispone un dintel compuesto por una cáscara prefabricada que se rellenaba en segunda fase. Los dinteles de los pórticos también se han realizado con un esquema de cáscara prefabricadas.

Ejecución del nuevo puente de Boca del Cerro en el tren Maya



Figura 1. Transporte de dovelas con el carro de izado móvil por encima de la celosía.



Figura 2. Avance en voladizos de la celosía.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Pedro ATANASIO UTRILLA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ingeniero internacional de soldadura
TYLin
Jefe de proyectos senior
pedro.atanasio@tylin.com

Kevin RINCÓN CRESPO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Ingeniero estructural
kevin.rincon@tylin.com

Palabras clave: construcción de estructuras, puente, ferrocarril, celosía, mixta, acero, hormigón, voladizos, integración ambiental, Maya.

Resumen

El nuevo puente de Boca del Cerro está situado en el sur de México, al final del Cañón del río Usumacinta (Tabasco), y es la estructura de mayor luz de todo el Tren Maya.

El nuevo puente es una celosía mixta de canto variable que salva el río mediante el empotramiento en dos vanos de compensación laterales, resultando una distribución de luces de 30+160+30 m.

La elección de la tipología estructural estuvo condicionada por las ventajas del proceso constructivo considerado. El vano central se ha construido por avance en voladizo desde ambos vanos laterales, con el innovador procedimiento de transportar las dovelas metálicas de la celosía por encima de la propia estructura metálica en voladizo. De este modo, la construcción del puente fue absolutamente independiente del río y de sus condiciones hidrológicas, aspecto crucial teniendo en cuenta la gran variabilidad del nivel del agua del río Usumacinta, el más caudaloso de México.

Para ello se emplearon dos carros móviles de izado específicamente diseñados para transportar las dovelas en su interior, en lugar del habitual suministro de dovelas bajo su posición final con barcazas y posterior izado con carros fijos. Las dovelas se suministraban a los carros a través de los vanos de acceso, donde los carros las recogían desde su parte posterior. A continuación, el carro centraba la dovela dentro de su propia estructura y avanzaba con ella hasta el frente del voladizo, donde se adelantaba la dovela a través del frente del carro hasta colocarla en su posición definitiva.

Este proceso constructivo ha permitido el montaje in situ de toda la estructura metálica en menos de 2 meses, evitando los riesgos de cualquier dependencia del río Usumacinta.

En este artículo se detallarán las distintas fases del proceso constructivo, así como los análisis y controles evolutivos realizados durante la ejecución.

Análisis de alternativas para minimizar el riesgo de colapso de pasos superiores por el impacto de vehículos ferroviarios cuando estos descarrilan



Figura 1. Alzado del paso superior del caso práctico.

Alejandro CLEMENTE GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CEDEX
Director de Programa
alejandro.clemente@cedex.es

Pedro Martín PÉREZ MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ADIF
Técnico de Ingeniería Civil
en la Subdirección de Innovación Estratégica
pedromartin.perez@adif.es

Guillermo GARCÍA HERNÁNDEZ
Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos (MICCP)
+ Grado en Ingeniería Civil
ADIF
Cuadro Técnico de Ingeniería Civil
en la Subdirección de Infraestructura y Vía
guillermo.garcia@adif.es

Ismael CARPINTERO GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CEDEX
Jefe de Área de Estudios y Auscultación de Estructuras
ismael.carpintero@cedex.es

Palabras clave: paso superior, robustez, redundancia, refuerzo, ferrocarril, impacto.

Resumen

La circulación de trenes bajo pasos superiores supone un riesgo tanto para los ocupantes del vehículo (pasajeros y tripulación) como para los usuarios de la estructura por el eventual impacto del convoy contra la estructura si se produce un descarrilamiento.

La normativa aborda el problema realizando un análisis de riesgos, que dependen del gálibo de la estructura, la velocidad y masa del tren, la existencia de elementos de contención o guiado, etc.

En ocasiones, cuando se plantea una modificación del tráfico en una línea, es necesario realizar actuaciones que minimicen el riesgo de colapso de los pasos superiores existentes. Algunas de las posibles actuaciones pueden dirigirse hacia la protección del paso superior o a realizar modificaciones sobre su estructura.

En este sentido, se ha realizado un estudio de viabilidad técnico-económica de distintas alternativas que buscan minimizar ese riesgo. Estas soluciones se plantean desde el punto de vista de la actuación sobre la estructura sin tener en cuenta otras opciones como las embarcadas en los trenes o las dispuestas en la propia vía ni tampoco buscar soluciones que eviten el descarrilamiento.

Además, para tener una visión global del problema, se ha realizado un análisis de la normativa, tanto nacional como internacional, relativa a la protección de las estructuras así como de otra documentación técnica relacionada con la protección de las estructuras frente al impacto.

Obras de demolición, consolidación y construcción del puente sobre el río Perales en el P.K. 48+700 de la carretera M-510 en Aldea del Fresno





Ángel CARRIAZO LARA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Director Técnico
acarriazo@torroja.es

Moisés IZQUIERDO GÓMEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
mizquierdo@torroja.es

Roberto ORGANISTA ORGANISTA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
rorganista@torroja.es

Pedro Pablo SÁNCHEZ MARTÍNEZ-FALERO
Ingeniero Civil
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
pps@torroja.es.es

Palabras clave: DANA, emergencia, puente, ruinas, paso temporal, musealización, Eugenio Ribera.

Resumen

Debido a las lluvias torrenciales ocurridas entre el 3 y 4 de septiembre de 2023, el puente de la carretera M-510 sobre el río Perales diseñado y construido por Eugenio Ribera hace 100 años se derrumbó.

Para recuperar el tránsito entre ambas riberas se construyó en tan solo dos meses un paso temporal, según el mandato de la Orden de Contratación mediante Tramitación de Emergencias, emitida por la Consejería de Vivienda, Transportes e Infraestructuras de la Comunidad de Madrid para la realización de las obras de demolición, consolidación y construcción del puente sobre el río perales en el p.k. 48+700 de la carretera M-510 en Aldea del Fresno.

La solución adoptada para el proyecto del nuevo puente estuvo condicionada por:

- La necesidad de implantar un paso temporal para dar continuidad de la carretera M-510 durante la ejecución del nuevo puente.
- La urgencia de reducir en lo posible los plazos de ejecución para reestablecer el tránsito vehicular y peatonal lo antes posible.
- La necesidad de albergar una calzada con tráfico simultáneo en los dos sentidos de circulación compatible con la propia carretera M-510, y una acera de ancho suficiente para un tráfico peatonal importante.
- La necesidad de garantizar una mayor capacidad hidráulica del nuevo puente, minimizando la afección al cauce.
- El requerimiento de musealizar las ruinas del malogrado puente de Ribera, construido hace más de un siglo, declarado BIC.

Con estos condicionantes, se diseñó un paso temporal mediante una batería de 40 marcos prefabricados de hormigón de 4x2.5m, dispuestos en 4 alineaciones para permitir el flujo del río, y sin solución de continuidad se diseñó un puente de tres vanos, de tablero de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, que se adaptaba a las necesidades más perentorias en cuanto a funcionalidad, plazo de ejecución y ajuste a presupuesto.

Diseño de estructuras para calzadas elevadas en el proyecto I -35 NEX central

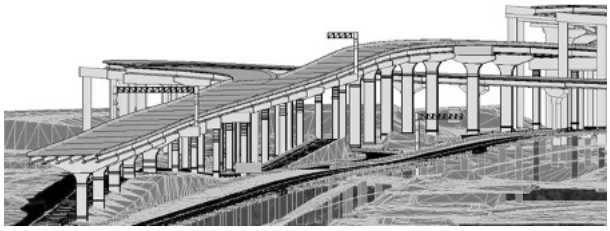


Figura 1. Captura del modelo tridimensional.



Figura 2. Vista general de las obras.

José SIMÓN-TALERO MUÑOZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
CEO
jsimontalero@torroja.es

Javier GAMINO PALOMO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
jgamino@torroja.es

Javier DOMÍNGUEZ MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
jdominguez@torroja.es

Isabel SASTRE FURONES
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniera de estructuras
isastre@torroja.es

Raquel FRONTELA MELERO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
rfrontela@torroja.es

Juan Pablo BOTICARIO DE ZULUETA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ferrovial US
Structural Design Manager
jpboticario@ferrovial.com

Palabras clave: puente, viaducto, calzada elevada, pila-pilote, pila martillo, pila pórtico, viga Tx, cargadero prefabricado.

Resumen

El proyecto I-35 NEX Central, ejecutado por el consorcio Alamo NEX Construction, liderado por Ferrovial Construction US, consiste en la ampliación de la capacidad de un tramo la autopista I-35 cerca de San Antonio, Texas (EEUU). La ampliación del tramo, de 20 km, se acomete mediante la construcción de calzadas elevadas sobre las existentes, y de los pertinentes enlaces con las autopistas I-410 y 1604, y otros accesos. Las estructuras proyectadas para albergar las nuevas calzadas son principalmente viaductos continuos de gran longitud, y cuyo volumen constituye más del 50% de la inversión..

Torroja, en colaboración con Consor Engineers, ha diseñado las estructuras de tres de los varios segmentos que componen el proyecto. Son íntegramente viaductos continuos con cerca de 150 vanos y 150 pilas, y una extensión total de 6 km y 104 000 m^2 de tablero.

El planteamiento de estas estructuras urbanas de gran magnitud, que han de encajarse en el reducido espacio de las tercianas entre las calzadas existentes y construirse minimizando afección al tráfico, plantea grandes retos de diseño.

La necesidad de optimización y repetición de diseños y procesos ha llevado al uso intensivo de pilas martillo en configuración de pila-pilote para minimizar su huella (con pilotes de hasta 3m de diámetro), con una gran parte de cargaderos prefabricados. Los tableros son vanos isostáticos de vigas prefabricadas tipo Tx. Con estas configuraciones se han alcanzado vanos de hasta 170 ft (50 m) de luz, con anchuras de tablero entre los 54 y 84 ft (16.5-25.5 m), y alturas de pila de hasta 80 ft (25 m). En las localizaciones que lo han requerido, se han utilizado también pilas pórtico, en algunos casos postesadas. Existe en todo el ámbito un único vano mixto, de 213 ft (65 m) de luz.

Estructuras del segmento S3 del proyecto de ampliación de la autopista I 66



Figura 1. Vista general de la construcción de las estructuras de la I-66 en el cruce con la I-495.



Figura 2. Vista general de la pila martillo del B624.

José Manuel SIMÓN-TALERO MUÑOZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
CEO
jsimontalero@torroja.es

Francisco José PONCE CORDERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
fponce@torroja.es

Alejandro HERNÁNDEZ GAYO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
correo@torroja.es

Javier GAMINO PALOMO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
jgamino@torroja.es

Raquel FRONTELA MELERO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
rfrontela@torroja.es

María Vega LAGUNA DÍAZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
correo@torroja.es

Ángel CARRIAZO LARA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de estructuras
acarriazo@torroja.es

Palabras clave: estructuras, vigas, muro, pasos inferiores, proceso constructivo, puente mixto, servicio.

Resumen

El proyecto constructivo de la I-66 engloba la ampliación de un tramo 36.2 kilómetros de dicha autopista a su paso por el estado de Virginia del Norte, desde Beltway capital (I-495) hasta Gainesville (Ruta 29). Dicho tramo se divide en tres segmentos.

Las obras realizadas en la I-66 han permitido aliviar la congestión actual de los accesos a Washington D.C., mejorando la seguridad y reduciendo los tiempos de trayecto. En la sección final de la autopista se han incluido tres carriles de circulación de uso general sin peaje y dos carriles rápidos en cada sentido con un sistema electrónico de peaje abierto de última generación.

El proyecto de la I-66 es un proyecto con iniciativa de colaboración público-privada P3, cuyo diseño y construcción fue adjudicado a la Joint Venture FAM Construction, una empresa conjunta entre Ferrovial Construcción y Allan Myers VA, en el que se encargó a Torroja Ingeniería la redacción de los proyectos de construcción de los puentes del segmento S3.

El alcance de los trabajos desarrollados en la ampliación de la I-66 incluye el proyecto de construcción de 17 estructuras, entre los que se incluyen puentes de vigas pretensadas de hormigón y puentes mixtos de vigas metálicas de gran curvatura, 9 pasos inferiores y una gran superficie de muros perimetrales a la autopista, con una superficie total de estructuras de aproximadamente 90000 m² y un coste aproximado de 370 M de USD.

Uno de los principales condicionantes para el diseño de las diferentes soluciones estructurales fue la necesidad de mantener en servicio, durante la ampliación de la autopista, todos los servicios existentes, sin que las autopistas actuales y la línea de WMATA pudieran ser cortadas durante el transcurso de los trabajos obligando a realizar un detallado análisis del proceso constructivo de todas las estructuras.

Análisis dinámico para la rehabilitación del puente atirantado Jesús Izcoa Moure, en Naranjito -Puerto Rico-



Figura 1. Vista general del puente de Naranjito.

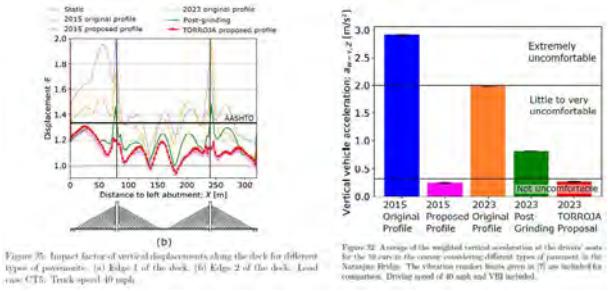


Figura 2. Factor dinámico flecha vano (v=40 mph) y aceleración máxima en ocupante.

Jose Manuel SIMON-TALERO MUÑOZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Director General. CEO
jsimontalero@torroja.es

Ángel CARRIAZO LARA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Director Técnico
acarriazo@torroja.es

Alfredo CAMARA CASADO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETS Caminos, Canales y Puertos UPM
Profesor Titular
alfredo.camara@upm.es

David WALIAS SÁNCHEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de proyectos
dwalias@torroja.es

Carlos ROZAS GONZÁLEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de proyectos
correos@torroja.es

Roberto ORGANISTA ORGANISTA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
rorganista@torroja.es

Palabras clave: puente atirantado, rodadura irregular, coeficiente impacto, relleno regularización, load rating.

Resumen

El puente Jesús Izcoa, inaugurado en 2008, es el único puente atirantado de Puerto Rico, ubicado en la PR5, en la localidad de Naranjito. Tiene una longitud total de 402m, con un vano principal de 160m y 29 m de anchura, para alojar 2 carriles por sentido.

Desde el momento de su ejecución, el tablero presentaba evidentes defectos geométricos, formando un zig-zag con picos locales pronunciados entre las sucesivas dovelas de avance añadidos a deformaciones generales en los vanos. Por ello, el paso de vehículos generaba efectos dinámicos con fuertes aceleraciones incompatibles con el confort y amplificando la acción de las sobrecargas hasta superar las acciones AASHTO de diseño, lo que obligó al cierre de uno de los carriles por sentido.

La rehabilitación del puente, entre otros, incluyó la ejecución de un relleno de regularización de calzada para conseguir una rasante suavizada para minimizar los efectos dinámicos con la limitación de no sobrepasar los espesores admisibles estructuralmente por el puente, que eran limitados.

Mediante una prueba de carga estática se caracterizó la deformabilidad del tablero, para calibrar los modelos de cálculo con que se estiman las flechas debidas a los rellenos añadidos.

Se realizaron 2 familias de cálculos dinámicos completamente independientes, como contraste, con diferentes softwares, considerando las irregularidades de la rodadura, con resultados similares. Se pasearon vehículos a diferentes velocidades por varias rasantes (original con irregularidades, temporales tras fresados y tanteos de diferentes rasantes finales), para optimizar una rasante que minimiza los efectos dinámicos añadiendo mínimos espesores de relleno de regularización al tablero. Con los nuevos coeficientes de amplificación dinámica así obtenidos, se realizó un Load Rating que justifica la apertura de todos los carriles al tráfico, sin limitación de velocidad y obteniéndose un nivel de aceleraciones compatible con un alto grado de confort de los usuarios.

Demolición parcial, rehabilitación y construcción de un nuevo tramo del viaducto de la calle Pedro Bosch en Madrid





Figura 1 (a y b). Aspecto del cruce de la calle Pedro Bosch con la Avda. Ciudad de Barcelona antes y después.



Figura 2. Detalle de la demolición. Retirada de una pieza de núcleo tablero.

Ramón María MERINO MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
jsimontalero@torroja.es

Ángel CARRIAZO LARA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Director Técnico
acarriazo@torroja.es

Francisco Javier PONCE CORDERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
fponce@torroja.es

Pedro Pablo SANCHEZ MARTINEZ-FALERO
Ingeniero Civil
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
pps@torroja.es

David WALIAS SANCHEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SLP
Ingeniero de Proyectos
dwalias@torroja.es

Jorge PRESA MATILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ayuntamiento de Madrid
Subdirector General Infraestructuras Urbanas
presamj@madrid.es

Palabras clave: demolición, rehabilitación, puente urbano, ajardinamientos, movilidad.

Resumen

El puente de la calle Pedro Bosch fue inaugurado el 1972, permitiendo conectar Méndez Álvaro con Dr.Esquerdo sobre la playa de vías de Atocha y la Avda. Ciudad de Barcelona, con una longitud total de 1100m. Se define como un puente de hormigón postesado, con un núcleo aligerado y largos voladizos, con una forma de pila muy característica. Al norte de las vías, el tablero varía la anchura de la sección, que tiene tres cajones, separándose del tronco dos cajones laterales para sendas rampas de acceso desde la Avda. Barcelona que pierden cota una vez se independizan del tronco.

Ligado a la reordenación del bulevar, el Ayuntamiento de Madrid decidió acometer las siguientes actuaciones sobre el puente:

- Reordenación de la plataforma, con disposición de carriles bici y amplias zonas estanciales peatonales ajardinadas
- Demolición de las rampas y tronco desde la junta al norte de las vías
- Reconstrucción de un nuevo puente para el desembarco de la nueva sección en la intersección con la Avenida Ciudad de Barcelona

El proceso de demolición en un entorno urbano con multitud de servicios afectados supuso un reto. Mención especial al Metro, con 2 líneas cruzando bajo el puente, una muy somera, lo que exigió análisis detallados de las operaciones para evitar afecciones a sus instalaciones

Todo el proceso -demolición y nueva construcción- se realizó manteniendo el tráfico en todo momento, tanto sobre el puente como por los viales inferiores. Para ello, se emplearon soluciones novedosas, como el terraplenado por fases con geomallas y relleno ligero con arlita.

Tratando de ser respetuosos con la solución original, que se mantiene sobre las vías hasta Méndez Álvaro, el nuevo tablero y pilas siguen la geometría original.

Las nuevas zonas ajardinadas generan un cambio en las cargas aplicadas, y se ajustaron a la capacidad de la estructura.

Viaducto Conagua en el tren interurbano México-Toluca





Figuras. Vistas de torres.

Guillermo AYUSO CALLE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
gayuso@cfcsl.com

Lucía FERNÁNDEZ MUÑOZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniera
luciafm@cfcsl.com

Raúl GONZÁLEZ AGUILAR
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
rgonzalez@cfcsl.com

Palabras clave: atirantado, ferrocarril, sismicidad, amortiguador.

Resumen

El viaducto Conagua está ubicado en Ciudad de México cerca de Manantiales de Santa Fe y forma parte del tren interurbano México-Toluca.

El viaducto tiene una longitud de 515,50 m y está formado por 5 vanos de 100+200+100+57,75+57,75 m. El puente alberga dos vías y tiene un ancho de 15,19 m.

Se ha planteado un puente atirantado con las torres en forma de "V" de forma que tenemos cuatro haces de tirantes por torre. Cada haz tiene 13 tirantes, siendo el número de torones en los tirantes entre 27 y 61. La sección transversal es un cajón tricelular de hormigón, de canto constante igual a 3,75 m.

Dado que es una zona de alta sismicidad se ha decidido disponer 4 amortiguadores de constante 3000 kN/(m/s) y parámetro alfa 0,10 en el estribo 1, de forma que se reduzcan las solicitaciones debidas al sismo.

Puente de la Concordia: ejecución de la estructura metálica

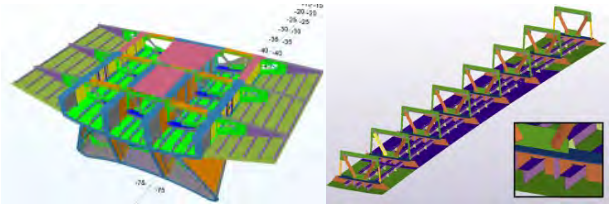


Figura 1. Modelización de la estructura metálica del tablero y bulbo en la imagen de la izquierda. Procedimiento de fabricación de un elemento del tablero en la imagen de la derecha.



Figura 2. Fabricación en taller de la estructura metálica del bulbo del tablero del puente.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Jesús MARTIN SUAREZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director de la División de Inspección, Mantenimiento y A.T.
jesus.martin@tylin.com

Juan Luis MANSILLA DOMINGUEZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
juanluis.mansilla@tylin.com

Carlos BAJO PAVÍA
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Jefe de Área de Estructuras de Obra Civil
carlos.bajo@ferrovial.com

Juan José SANCHEZ RAMÍREZ
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Jefe de Departamento de Estructuras de Obra Civil
j.j.sanchez@ferrovial.com

Pablo LOSCOS AREOSO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
Ferrovial Construcción S.A.
Coordinador de proyectos de Estructuras de Obra Civil
ploscos@ferrovial.com

Palabras clave: construcción de estructuras, arco bowstring, estructura metálica, modelización 3D, plano de taller, procedimiento fabricación, control geométrico, control de ejecución, detalles de soldadura, fatiga.

Resumen

El nuevo Puente de la Concordia sobre la M-12 se ha resuelto mediante un arco bowstring biempobrado con una luz entre apoyos de 162 m. El tablero mixto del puente está conformado por un cajón metálico, una losa superior de hormigón y hormigón de fondo. El arco también es mixto, formado por un cajón metálico cerrado y hormigón autocompactable de relleno en toda la sección. La conexión del arco con el tablero se materializa mediante una sucesión de tubos metálicos huecos cruzados, formando una solución estructural tipo diagrid. La estructura metálica del tablero se conecta a las células triangulares de hormigón armado de los apoyos del puente mediante basas, pernos conectadores y postesado de armadura activa.

Se han desarrollado trabajos de ingeniería de detalle para la modelización de la estructura metálica en 3D, dividiéndola en subelementos que tras su fabricación en taller se envían a obra para unirlos entre sí y conformar el arco bowstring del Puente. El resultado ha sido una colección de Planos de Taller donde han quedado resueltos los despieces de chapas y los detalles de soldadura, de acuerdo a los requerimientos estructurales de proyectos, en especial la fatiga.

Se han desarrollado procedimientos de fabricación en taller, transporte y montaje en obra de cada uno de los subelementos de la estructura metálica, definiendo de forma precisa la secuencia de armado de chapas y los detalles y procedimientos de soldeo.

La singularidad y responsabilidad de la estructura metálica ha exigido la implantación de un sistema de control de ejecución, acorde a la normativa de referencia, cuyo objetivo principal ha sido el aseguramiento de la calidad en cada una de las fases de fabricación, prestando especial atención a los detalles de soldadura y al control geométrico de armado y de montaje en blanco de los diferentes subelementos del puente.

Puente de ferrocarril sobre el río Biobío diseño sísmico mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

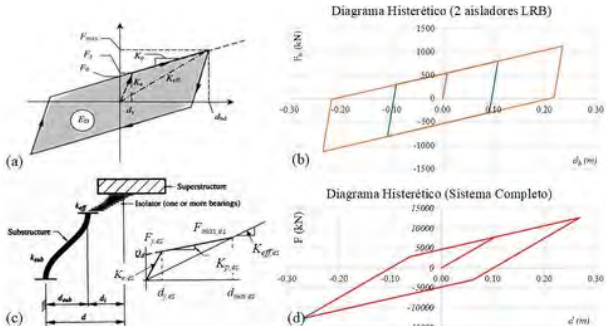


Figura 1. Respuesta de aisladores LRB del puente Biobío.



Figura 2. Ensayo de prototipo de aislador.

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Miguel RUPÉREZ ASTARLOA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
miguel.ruperez@mc2.es

Alberto CURBELO DÍAZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
alberto.curbelo@mc2.es

Ginés LADRÓN DE GUEVARA MÉNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director de Proyectos
gines@mc2.es

Rafael GUILLÉN CARMONA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Estructuras Obra Civil Central
rguillen@sacyr.com

Rafael BATISTA TERRONES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Oficina Técnica
rbatista@sacyr.com

Palabras clave: tecnología de estructuras, puente, sismo, aislador, disipador, elastómero, caucho, plomo.

Resumen

El puente sobre el río Biobío se emplaza en la ciudad chilena de Concepción. Según se describe de manera pormenorizada en la Comunicación "Diseño nuevo puente de ferrocarril sobre el río Biobío, en la ciudad de Concepción, Chile", se trata de un puente de ferrocarril de 62 vanos y 1.88 km de longitud de trazado. El tablero se ha diseñado para apoyar directamente sobre encepados próximos al nivel del agua. Los pilotes presentan longitudes importantes, ya que abundan los estratos de suelos blandos y, además, se han considerado hipótesis de socavación del terreno de hasta 11 m.

El puente se sitúa en una zona de sismicidad elevada, con una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.5 g frente al sismo de diseño (DBE), y 0.75 g frente al sismo máximo posible (MCE), con períodos de retorno de 500 y 1000 años respectivamente. Las elevadas aceleraciones sísmicas, junto con la concentración de la masa de la estructura a nivel de tablero y, por ende, muy por encima de la profundidad de empotramiento de los pilotes en la hipótesis de socavación, hace que las fuerzas de inercia sean significativas. Se producen esfuerzos elevados sobre la subestructura, ya que los pilotes tienen longitudes no enterradas de hasta 19 m en la situación pésima de socavación. De cara a no sobredimensionar las secciones de los pilotes por criterios estrictamente sísmicos, lo cual además aumentaría la rigidez y con ello la propia aceleración de respuesta, se plantea una estrategia de control dinámico mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

Los aisladores LRB permiten aunar las propiedades de aislamiento aportadas por la baja rigidez transversal del elastómero, con la capacidad disipativa que aporta el trabajo conjunto de plomo y elastómero. De esta forma se consigue alcanzar valores de periodo efectivo de vibración de entre 1.8 y 2.5 segundos, junto con valores de fracciones de amortiguamiento efectivo de entre el 15% y el 30%, según la dirección y la consideración o no de la hipótesis de socavación. Se han diseñado, ensayado y ejecutado 146 aisladores, agrupados en tres tipos de aproximadamente 110 cm de ancho en planta y de entre 33 y 43 cm de altura, con diámetros de plomo medios de 25 cm.

Rotonda elevada Allerru: silueta inspirada en la ley de momentos flectores



Figura 1. Puente Sur Allerru.

Mario GUISASOLA RON
Dr. Ingeniero de Caminos
ANTA Ingeniería Civil , SLP
Director
mgr@anta-ic.com

Palabras clave: rotonda elevada, puente, acero corten, empotramiento, canto variable, estética, simplicidad, ley de momentos flectores.

Resumen

El puente sobre el río Biobío se emplaza en la ciudad chilena La ejecución de la nueva rotonda elevada de Allerru sobre la carretera N-I en San Sebastián supone la sustitución de un puente de gálibo reducido por dos nuevas estructuras de mayor gálibo sobre la carretera, la creación de una nueva glorieta elevada en forma de hipódromo y la modificación de los cuatro ramales de enlace existentes para mejorar el tráfico.

El protagonismo de la obra reside en los dos nuevos puentes de acero corten que salvan la N-I dando soporte a la nueva rotonda elevada. Se trata de dos estructuras casi gemelas. El puente norte presenta un tablero de 13 metros de anchura por el que discurren dos carriles de circulación y una acera. El paso situado en el lado sur no dispone de acera y su ancho es ligeramente inferior a los 12 metros. Ambos puentes presentan una longitud de 44 metros y su geometría tiene un carácter muy dinámico.

El alzado de los puentes es un reflejo de la envolvente de la ley de momentos flectores de una viga empotrada – apoyada. El material se ubica superiormente en la zona donde es necesario liberar gálibo para la N-I.

Puentes carreteros en los accesos al aeropuerto Felipe Ángeles, México



Figura 1. Vista de Viaductos 1 y 2.



Figura 2. Vista aéra parcial del enlace AIFA, con el Viaducto Eje 300 en el centro.

Luis MATUTE RUBIO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Vicepresidente
luis.matute@tylin.com

Enrique BORDÓ BUJALANCE
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
Director del Departamento de I+D+i
enrique.bordo@tylin.com

Alberto NICOLÁS PAZO
Máster Ingeniero de Caminos C. y P.
TYLin
alberto.nicolas@tylin.com

Gabriel PÉREZ MODRAGÓN
M.Sc. Civil Structural Engineer
TYLin México
Deputy Country Manager México
gabriel.perez@tylin.com

Palabras clave: puente carretero, alta sismicidad, puentes mixtos sección cajón, México.

Resumen

El proyecto Accesos AIFA conecta el Aeropuerto Internacional Felipe Ángeles con el Circuito Exterior Mexiquense, cerca de Ciudad de México.

TYLIN Europa LATAM desarrolló para ALEÁTICA la revisión, optimización e ingeniería de valor del proyecto original realizado por TRIADA, así como los rediseños y mejoras del conjunto del proyecto.

La obra consta de 7 km de viaductos y 54,000 m² de estructuras, con las siguientes tipologías:

1) Puentes de vigas prefabricadas de hormigón (AASHTO y Nebraska), con luces entre 30-56m.
2) 4 puentes mixtos con la siguiente geometría:
   - Viaducto 1, de 242m de longitud y luz máxima 71m.
   - Viaducto 2:
     - Calzada derecha, de 141m de longitud y luz máxima 71m.
     - Calzada izquierda, de 171m de longitud y luz máxima 73m.
   - Viaducto Eje 300, de 290m de longitud, vanos isostáticos de luz 32m, y gran curvatura en planta.

Los tableros mixtos se resuelven con sección transversal en cajón único (Viaductos 1 y 2 Calzada Derecha), o con dos cajones metálicos (Viaducto Eje 300 y Viaducto 2 Calzada Izquierda), en función del ancho de plataforma.

El peso de acero estructural sumó un total de 2300t. La fabricación se llevó a cabo en los talleres de RECAL y AJAX.

Todos los puentes tienen subestructura de hormigón armado, y cimentaciones pilotadas, debido a las bajas capacidades del terreno. El encaje de vanos y pilas resultó de gran complejidad, por la interacción con los numerosos condicionantes existentes (ejes de carretera, FFCC, servicios, canales, etc.) y la interacción con las fases constructivas del enlace.

El emplazamiento es de alta sismicidad, al estar en el entorno de Ciudad de México.

La construcción, realizada por VISE, finalizó en marzo de 2023.

Nuevo puente río Barranca en Costa Rica. Construcción acelerada en zonas de alta demanda sísmica

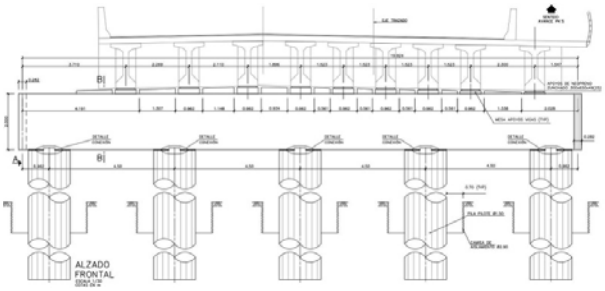


Figura 1. Sección transversal tipo.



Figura 2. Estado actual de la construcción.

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. Universidad de Cantabria CEO
oramos@orramoseng.com

Ricardo Rafael PEREIRA DE SOUSA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Jefe de Proyecto
rpereira@orramoseng.com

Jorge Eloy DE VENA RETUERTO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Jefe de Proyecto
jdevena@orramoseng.com

Juan RODADO LÓPEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Director Técnico de Ingeniería
j.rodado@grupopuentes.com

Fátima OTERO VIEITEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Directora General Técnica
fotero@grupopuentes.com

Palabras clave: sustitución puente existente, sismo, pushover, construcción acelerada.

Resumen

El Nuevo Puente Río Barranca está ubicado en la ruta Nacional N°23, en Costa Rica y se plantea como una sustitución completa del puente existente, en un proyecto y obra de construcción acelerada. El nuevo puente tiene una longitud total de 177.80 m y está conformado por 5 tramos simplemente apoyados de aproximadamente 35 m cada uno. La superestructura está compuesta por 9 vigas de 1.60 m de altura con la misma geometría de las vigas del puente actual. El tablero tiene un ancho de 17.25 m, permite disponer 3 carriles de circulación y una acera de 2.50 m de ancho. Este nuevo puente, a pesar de que se ubica en la misma área de implantación del puente actual se diseña con pilas y bastiones independientes, pero manteniendo la misma distribución de luces, lo que permite reaprovechar las vigas del viaducto existente.

Las pilas se materializan mediante un dintel de 2.0 m canto que se apoya sobre 5 columnas-pilote de 1.5 m de diámetro. Durante la construcción se debe garantizar la circulación sobre el puente actual, lo que condiciona la ubicación transversal de las columnas y el procedimiento constructivo. Los bastiones se materializan como cargaderos apoyados sobre 4 pilotes de 1.50 m de diámetro.

La gran particularidad del diseño está relacionada con la demanda sísmica de la zona, asociada a un gran potencial de licuefacción del terreno, lo que llevó a realizar un diseño un diseño mediante la metodología “pushover”, diseñando la estructura con una capacidad resistente y de desplazamiento suficiente para hacer frente al evento sísmico último.

Como esquema resistente sísmico, el tablero se “ata” a las pilas mediante rotulas que impiden el desplazamiento relativo longitudinal y transversal. En los bastiones el movimiento longitudinal se liberó, dejando longitud de entrega suficiente, y se dispusieron topes sísmicos para impedir el movimiento transversal.

Control remoto del montaje del puente atirantado de Nanay



Figura 1. Vista general del puente Nanay durante el proceso de construcción.



Figura 2. Vista inferior del tramo central atirantado durante el proceso de montaje.

Diego AITA SANTOS
MSc Project Management
Ingeniero de Obras Públicas
CESMA Ingenieros S.L.
peru@cesmaing.com

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
cesma@cesmaing.com

Peter TANNER
MSc ETH, Zürich; Dr. Ing. de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: puentes atirantados, montaje, ajuste geométrico, control, fuerzas, alargamientos, mediciones, modelo estructural, tolerancias, fiabilidad.

Resumen

El control geométrico de los puentes atirantados es un problema complejo debido a la magnitud de las deformaciones que se producen durante el proceso constructivo en contraposición con las precisiones requeridas. La presencia de tirantes implica la ventaja de permitir modificar su geometría para ajustarla a las tolerancias establecidas. No obstante, el proceso de previsión de la geometría en cada fase, su comprobación y el planteamiento e implementación de los ajustes necesarios es un proceso laborioso que requiere el análisis continuo de las situaciones previsibles, teniendo en cuenta todas las variables relevantes.

A efectos de control, es necesario disponer de un modelo estructural que permita reproducir, con precisión, la situación en obra. En los casos en los que las desviaciones entre las deformaciones medidas o las fuerzas aplicadas en obra y los correspondientes valores previstos según el modelo resulten excesivas, es necesario averiguar las causas de manera inequívoca. Solo cuando haya coincidencia entre los valores reales y el modelo cálculo es posible continuar el montaje definiendo, en su caso, las medidas de corrección a adoptar en las siguientes fases para conseguir que, en su estado final, el puente cumpla los requisitos de fiabilidad estructural y alcance la geometría requerida.

El montaje del tablero atirantado del puente Nanay, de 423.5 m de longitud total, con un tramo central de 241.5 m y dos tramos laterales de 91 m, se realizó ajustando la geometría y controlando las fuerzas en los tirantes, así como sus alargamientos. Los correspondientes cálculos se realizaron después del montaje de cada dovela, en una oficina ubicada a 8500 km de la región amazónica donde se encuentra el puente, lo que permitió definir las oportunas medidas correctoras para la siguiente etapa del montaje, aprovechando la diferencia horaria.

Puente sobre el río Urumea en el P.I. de Epele



Figura 1. Vista general del puente desde al acceso sur.



Figura 2. Vista general del puente desde la margen derecha del Urumea.

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
FHECOR
Director Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

Javier TORRICO LIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
FHECOR
Director División de Puentes y Obra Civil
jtl@fhecor.es

Javier ANDUEZA OLMEDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Director Departamento Obra Civil
jao@fhecor.es

Javier GARCÍA HERNANDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Jefe de Proyecto Obra Civil
jgh@fhecor.es

Iñaki JAIME AZPIAZU
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INJELAN
Departamento Obra Civil
ija@injelan.com

Jon CORRAL AINSA
Ingeniero Civil
INJELAN
Departamento Obra Civil
jca@injelan.com

Palabras clave: celosía metálica, fatiga, soldadura.

Resumen

El nuevo puente sobre el Urumea en las instalaciones de Orona conecta los polígonos de Lastaloa y Epele y ha sustituido a un puente preexistente del que se han aprovechado los estribos. El encaje de la solución ha venido condicionado por los condicionante hidráulicos, la geometría del puente original, así como los requisitos funcionales y estéticos solicitados por el cliente.

Los condicionantes hidráulicos impusieron que el nuevo puente mejorase la situación preexistente, es decir cruzar el cauce sin apoyos intermedios y con una limitación de canto.

La geometría del puente original ha impuesto un trazado curvo en planta, con radio de 70 m en el eje, ancho variable y un fuerte esviaje en planta para adaptarse a la configuración de las márgenes.

Además, el cliente mostró interés por el cuidado en los aspectos estéticos de los elementos estructurales y funcionales.

Con estos condicionantes se ha proyectado y construido un puente metálico de 47 m de luz en el eje, resuelto mediante dos vigas curvas en celosía tipo Warren con canto variable entre 2,00 m en apoyos y 4,00 m en centro de vano. Las celosías separan las aceras y la calzada. La plataforma está formada por vigas transversales que soportan una losa de hormigón que sirve de tablero al tráfico rodado, así como las aceras voladas. La solución ha permitido reducir el canto del conjunto, de forma que el fondo del puente ha quedado 40 cm por encima del nivel del tablero original.

La pasarela se ha pintado en color gris ceniza claro. Se ha dispuesto una barandilla liviana con pies y pasamanos de acero inoxidable y una malla de acero inoxidable sujeta mediante un cable corrido.

Estudio comparativo de los 2 sistemas principales de recogida de la acción sísmica longitudinal empleados en los viaductos ferroviarios de los tramos Níjar-Andarax y Pulpí-Vera del corredor mediterráneo

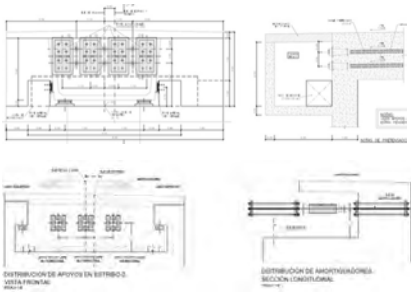


Figura 1. Detalles.

NOMBRE	TRAMO:	SISTEMA:	LONGITUD (m)
CESARES Y RETAMAR	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	293
HOYA DE LA GITANA	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	286
ARROYO DE LA MAR	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	173
RAMBLA DE LA SEPULTURA	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	560
HIGERUELAS	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	297
A7 Y RAMBLA DE LAS RÓDENAS	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	215
RAMBLA DEL ARCA	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	173
SOBRE LA A7	NIJAR-ANDARAX	PUNTO FIJO	420
VIADUCTO DE BURJULÚ	PULPI-VERA	AMORTIGUADOR	336
VIADUCTO DE CUEVAS	PULPI-VERA	AMORTIGUADOR	350
VIADUCTO DE CANALEJAS	PULPI-VERA	AMORTIGUADOR	744
VIADUCTO DE ALMANZORA	PULPI-VERA	AMORTIGUADOR	513
VIADUCTO DE MEDIA LEGUA	PULPI-VERA	AMORTIGUADOR	405
VIADUCTO DE LAS GACHAS	PULPI-VERA	AMORTIGUADOR	198

Figura 2. Listado de de viaductos.

Alejandro CASTILLO LINARES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras
Presidente
acastillo@acl-estructuras.com

Carlos CALLEJA VIDAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras
Director de proyectos
ccalleja@acl-estructuras.com

Palabras clave: amortiguadores, cálculo sísmico, punto fijo, acelerogramas.

Resumen

Esta comunicación presenta un estudio comparativo de las características de varios viaductos ferroviarios continuos pertenecientes al Corredor Mediterráneo de Alta Velocidad en Almería, en los tramos Níjar-Andarax y Pulpí-Vera, teniendo en cuenta el tipo de sistema utilizado para la recogida de la acción sísmica longitudinal. En este contexto, se estudian dos tipos de viaductos:

- Viaductos continuos con unión pretensada longitudinal entre tablero y uno de los estribos.
- Viaductos continuos con unión longitudinal entre tablero y uno de los estribos mediante amortiguadores viscosos.

Todos los viaductos estudiados dan soporte a una plataforma ferroviaria de vía única. Se trata de viaductos en sección cajón de hormigón postensado construidos por fases. Además, al tratarse de tramos próximos dentro de la provincia de Almería, están calculados considerando una acción sísmica similar. Ello permite que el estudio comparativo entre sistemas de recogida de la acción sísmica sea más representativo, al ser estructuras y solicitaciones sísmicas homogéneas.

Los aspectos de los viaductos que se consideran en el estudio comparativo son:

- Magnitud de la fuerza longitudinal de sismo a transmitir, en función de la longitud de viaducto.
- Control de los desplazamientos longitudinales en servicio y sismo.
- Sistema de recentrado.
- Necesidad de aparatos de dilatación de vía.
- Condiciones de mantenimiento y sustitución.

El estudio realizado apunta las ventajas e inconvenientes observadas para cada sistema de conexión tablero-estribo, en relación con la longitud del viaducto.

Los viaductos analizados son los recogidos en la tabla de la figura 2.

Viaducto Rambla Portuaria Montevideo



Figura 1. Vista de la plataforma del tablero y el arco peraltado central.



Figura 2. Vista aérea general de la obra terminada.

Javier TORRICO LIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
FHECOR
Director División de Puentes y Obra Civil
jtl@fhecor.es

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Director Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

José ROMO MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Consejero Delegado
jrm@fhecor.es

Pablo CASTRO PEYRONEL
Ingeniero Civil
Castro y Dieste Ingenieros
Director
pcastro@cyd.uy

Antonio DIESTE FRIEDHEIM
Ingeniero Civil
CyD Ingenieros
Director
adiestr@cyd.com.uy

Horacio PIERONI
Ingeniero Civil
METRA Ingenieros
Director
h.pieroni@metra.com.ar

Raúl GONZÁLEZ AGUILAR
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
rgonzalez@cfcsl.com

Gabriela MARTÍNEZ
Ingeniería Civil
Saceem
Directora de Proyecto

Palabras clave: arco, cajón, jabalcones, péndolas.

Resumen

El proyecto de mejora de accesos en la Rambla Portuaria de Montevideo incluye un viaducto que alivia el acceso al puerto desde la cuidad y amplía el predio portuario al elevar el tránsito y liberar espacio para movimientos portuarios y de ferrocarril.

La estructura consta de dos rampas de acceso, dos viaductos de acceso resueltos con tableros de vigas prefabricadas, y una zona central en arco. El ancho tipo de los tableros es de 24,20 m.

Los tramos de vigas tienen 21,70 m de luz tipo. Las vigas se prefabricaron y pretensaron in situ. Se ejecutaron vanos de hasta 41,30 m, que se resolvieron mediante vigas pretensadas. Las pilas están formadas por un fuste con sección en H y un dintel con dos voladizos pretensados.

El tramo de viaducto resuelto con un arco de tablero intermedio tiene 160 m de longitud, con 5 vanos de luces 15,50, 19,50, 90,00, 19,50 y 15,50 m.

El tablero es un cajón mixto con tres almas y 1,85 m de canto, con diafragmas transversales y jabalcones dispuestos cada 2,25 m.

El arco tiene 90 m de luz entre los puntos de intersección con el tablero. Tiene directriz parabólica y sección triangular, con ancho y canto variables. Las péndolas de unión entre arco y tablero son cables cerrados y están dispuestas en un único plano central. La flecha del arco en centro de vano es aproximadamente igual a 46.50 m, con una relación flecha/luz de aproximadamente 1/2.

El tablero se apoya en sus extremos en las pilas de los viaductos de acceso, y en sendas pilas en V con sección transversal rectangular de ancho igual al ancho inferior del cajón. Una de las patas de las pilas en V da continuidad a la directriz del arco, mientras que la otra recoge la tracción del tablero.

Estructuras en los nuevos accesos a la ampliación sur del puerto de Barcelona. Fase 2

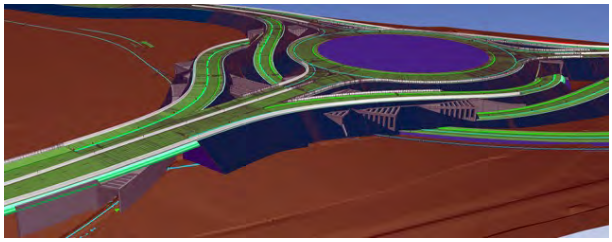


Figura 1. Vista de las estructuras de la glorieta.

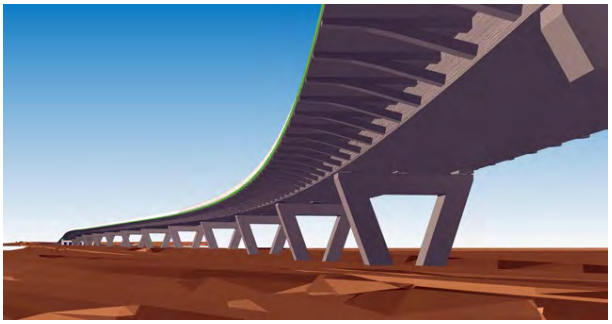


Figura 2. Infografía del viaducto.

Miguel Ángel HIGUERA ANTÓN
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Director de Proyectos
miguelangel.higuera@proes.es

Amaya HERNANDO MARTÍN
Máster Ingeniera de Caminos
Proes
Directora de Proyectos
amaya.hernando@proes.es

Pedro ARIAS CRESPO
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Director de Proyectos
pedro.arias@proes.es

Ignacio GANDÍA PÉREZ
Ing. Civil Máster en Estructuras, Cimentaciones y Materiales
Proes
Jefe de Proyecto
ignacio.gandia@proes.es

Antonio José MADRID RAMOS
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Director Técnico
antonio.madrid@proes.es

Miguel Ángel PINDADO RODRÍGUEZ
Máster Ingeniero de Caminos
Port de Barcelona
D. Projectes i Infraestructures Exteriors de Connexió
miguelangel.pindado@portdebarcelona.cat

Palabras clave: viaducto por fases, hormigón pretensado, pilotes profundos, precargas.

Resumen

Proes ha proyectado las estructuras de los "Nuevos Accesos a la Ampliación Sur del Puerto de Barcelona", en UTE con Socotec.

Las más singulares se localizan en dos ubicaciones. Hay una glorieta a varios niveles, que conecta el nuevo acceso con la Ronda del Port. Requiere 6 estructuras y el principal reto ha sido geotécnico. El terraplén se sitúa en la antigua desembocadura del Llobregat, donde el peso de las tierras inducirá asientos significativos. Se han estudiado estos asientos y su evolución mediante modelos geotécnicos. El diseño de las estructuras se ha adaptado a estas circunstancias: en sentido longitudinal se disponen juntas cada 10 m, para adaptarse a los asientos; en sentido transversal, las secciones se diseñan para soportar los asientos esperables.

La otra estructura singular es el viaducto que discurre paralelo a la costa en dirección norte, sobre terrenos que se ganarán al mar. Alberga dos carriles por sentido y aceras. La sección transversal tiene 23,60 m de anchura. Tras estudiar alternativas, se seleccionó un tablero único (cajón bicelular de hormigón pretensado), soportado por pilas cimentadas mediante un único elemento de cimentación por línea de apoyos. El tablero se construye por fases y se consigue el ancho total con jabalcones laterales. Tras estudiar los condicionantes, se llegó a una luz tipo de 37.25 m y 641.75 m de longitud total. Se estudió la posibilidad de efectuar precargas en la traza, pero la presencia del FFCC y las afecciones a instalaciones contiguas lo hicieron desaconsejable, por lo que se han proyectado cimentaciones profundas, con pilotes de 1.70 m de diámetro y 70 m de longitud.

La actuación se completa con otras estructuras (galerías, pasarelas, marquesinas, ...). El trabajo se ha desarrollado con metodología BIM.

En la actualidad, se encuentran colocadas las precargas de tierra en la zona de la glorieta.

Puente Gordie Howe. Sistema de tirantes con prestaciones de protección especiales



Figura 1. Disposición longitudinal de tirantes.



Figura 2. Detalle de la pila.

Fernando MARTINEZ PÉREZ-BEATO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DYWIDAG
Director Técnico España
fernando.martinez@dywidag.com

Loukas ZANGOS
Ingeniero Civil (Msc)
Dragados Canadá
Stay cable Lead Engineer
lzangos@dragados-canada.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, SA. Dirección Técnica
Jefa Departamento de Puentes y Estructuras, Geotecnia y Obras Marítimas
clucass@dragados.com

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, SA. Dirección Técnica
Jefe Servicio de Procesos Constructivos y Obras Temporales
avazquezs@dragados.com

Palabras clave: tirantes, fuego, hielo, protección, amortiguación, instalación.

Resumen

El puente de Gordie Howe, que conecta EE.UU con Canadá en las proximidades de Detroit, es el puente atirantado con el vano de mayor luz de toda Norteamérica. El vano central, con 823 m de luz, es sostenido por 264 tirantes de cordones paralelos, que además de ofrecer las prestaciones mecánicas y de durabilidad fijadas por las recomendaciones del PTI y fib, incluyen todo un abanico de sistemas de protección contra el fuego, contra explosiones, sistemas activos anti-hielo y sistema de amortiguación.

Cada uno de los sistemas de protección mencionados han requerido de un importante esfuerzo de desarrollo, incluyendo análisis teóricos y ensayos a escala real que se explican en esta ponencia. En concreto, el sistema activo anti-hielo consigue reducir la formación de carámbanos de hielo bajo la vaina y por tanto, reduce considerablemente el peligro de caída de bloques de hielo sobre el tablero y tráfico de vehículos.

Esta ponencia también describe el proceso de instalación de los tirantes, que ha supuesto un importante reto: aunar el montaje de tirantes de más de 400 m de longitud y hasta 127 cordones, junto con la necesidad de cumplir con el ciclo de instalación de las dovelas del tablero. En total 6500 toneladas de cordón en ciclos típicos de 11 días.

La instalación de los tirantes fue acompañada en todo momento con un estricto control topográfico del puente, que junto con la monitorización continua de la fuerza de los tirantes, permitió su retesado en distintas fases de la construcción.

High-Speed Railway(UK). Duddeston Junction Viaduct. Design Challenges



Figure 1. Duddleston Junction Viaduct over existing railway lines – Steel piers/portals - Render.



Figure 2. Duddleston Junction Viaduct - Render.

Carlos HERNANDEZ SANCHIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mott MacDonald
Technical Director
carlos.hernandezsanchiz@mottmac.com

Patricia GARCIA RODRIGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mott MacDonald
Technical Director
patricia.garcia@mottmac.com

Francisco SUBIRA RUIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mott MacDonald
Principal Bridge Engineer
francisco.subira@mottmac.com

Ricardo BASTIDA MARIN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mott MacDonald
Senior Bridge Engineer
ricardo.bastida@mottmac.com

Ricardo DUQUE ROMERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mott MacDonald
Senior Bridge Engineer
ricardo.duqueromero@mottmac.com

Lucia BLANCO MARTIN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mott MacDonald
Principal Bridge Engineer
lucia.blancomartin@mottmac.com

Keywords: steel viaduct, longitudinal fix point, steel portals, steel shear key, concrete thrust block, fatigue, FEM analysis, Strut and Tie models, high-speed.

Abstract

Duddeston Junction Viaduct is a curved composite Viaduct taking the High-Speed Railway (HS2) into Birmingham Curzon Street Station (UK). The structure is 704m long with 14 spans of length varying from 31.8 to 55m, with two main I-girders of constant depth which will carry two tracks over some existing features like existing railway lines and a water canal. These crossings require the bridge to be supported by several steel piers/steel portals. These steel supports have design challenges, specially one of them which needs to be integral with the deck due to headroom constraints.

The Viaduct has an abutment expansion joint at the far end from the station where the longitudinal fix point of the viaduct is placed. Resolving the detail of this fixity at the abutment and the abutment design itself has posed its own challenges.

This paper will expand of the abovementioned design challenges: i) integral portal with the deck; this integral portal is a simply supported steel box cross-beam where the fatigue limits on the main girders showed that the flanges of this box girder could not be aligned with neither the top or the bottom flange of the main girder, making its design very complex as fatigue stresses in the main girder flanges were already very high; and ii) the viaduct longitudinal fix point is resolved at the abutment through two key design features; ii.1) a concrete shear key or thrust block at the top of the bearing shelf which is designed to resist the total longitudinal force and the overall abutment behaviour/design, governed by fatigue and designed using a full FEM bricks model and Strut and Tie model; and ii.2) a pair of steel shear keys connected to the bottom flange of the main girders to transfer the bridge overall longitudinal forces into the abutment.

El reto de diseñar y ejecutar cientos de puentes ferroviarios isostáticos en tiempo récord en la Línea K en México



Figura 1. Alzado de puente de 21m en construcción.



Figura 2. Izado y colocación de tablero metálico de puente isostático de 15m.

Luis MATUTE RUBIO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin
Vicepresidente Europe/LATAM
luis.matute@tylin.com

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin
Director General
miguel.ortega@tylin.com

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin
Director de Desarrollo de Negocio de Puentes
ignacio.pulido@tylin.com

Jokin UGARTE GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin
Jefe de Proyecto Senior
jokin.ugarte@tylin.com

Pedro ATANASIO UTRILLA
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin
Jefe de Proyecto Senior
pedro.atanasio@tylin.com

Alberto SUZ MAROTO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin
Jefe de Proyecto
alberto.suz@tylin.com

Palabras clave: proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras, puente, isostático, semi-integral, ferrocarril, mixto, acero, hormigón, fast-track.

Resumen

La línea K es un tramo de ferrocarril de más de 440 km que discurre paralelo a la costa pacífica del sur de México, desde Ixtepec, Oaxaca, hasta Ciudad Hidalgo, Chiapas, donde enlaza con Guatemala. El proyecto de modernización de la línea incluye la rehabilitación o sustitución de todas las estructuras de la traza, destacando por su número los más de 540 puentes, que en su mayoría se han sustituido. El diseño de los nuevos puentes se ha realizado en la modalidad de "fast-track", con un plazo de poco más de un año, comenzándose la ejecución a los pocos meses del comienzo del proyecto, y en un proceso en el que los estudios de caracterización del entorno (geotecnia, hidrología, socavación…) se han ido recibiendo en diferentes fases de desarrollo a lo largo del proceso del proyecto.

La clave para poder enfrentarse a este gran reto ingeniril y constructivo ha sido la estandarización y versatilidad de las soluciones empleadas, siendo la más empleada los puentes isostáticos mixtos de un único vano y luces estandarizadas (12, 15, 21, 24, 30, 36 y 42 m), con continuidad de losa superior con los estribos (semi-integrales), lo que permite un mejor comportamiento frente a acciones sísmicas, que son las que han condicionado el diseño en una de las zonas de mayor sismicidad del planeta. La estructura metálica, diseñada para ser lo más sencilla posible, se ejecuta en taller metálico de forma completa y se transporta a obra en un proceso muy industrializado en cuanto a calidad, optimización y rapidez de ejecución.

En el artículo se describirá el proceso de sistematización creado para realizar las inspecciones, informes de capacitación de los puentes existentes, así como los proyectos de los puentes de nueva ejecución.

Proyecto puente Las Truchas (México)



Figura 1. Vista lateral.



Figura 2. Vista general.

Pablo GRANDÍO NOCHE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
pgrandio@k2ingenieria.es

Sergio COUTO WÖRNER
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director General
scouto@k2ingenieria.es

Xan QUINTANA URZAINKI
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2.9 Estudio de Ingeniería S.L.
Delegado
xquintana@k29.mx

Jorge CASCALES FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director Técnico
jcascales@k2ingenieria.es

Ricardo RICO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director de Ingeniería
rrico@k2ingenieria.es

Palabras clave: Cajón pretensado, voladizos sucesivos, pretensado exterior.

Resumen

El Puente Las Truchas pertenece a la nueva Autopista de cuota Jala – Puerto Vallarta. Tramo: Compostela – Las Varas en el Estado de Nayarit (México).

Situado en un enclave de gran belleza natural a escasos kilómetros de la costa pero con un paisaje más típico de la Sierra Madre Occidental. La zona presenta gran riqueza de fauna autóctona.

La longitud de la estructura es de 433 metros, con un reparto de luces de 67+85+130+85+67 metros. El ancho total es de 21.80 metros.

La magnitud del sismo existente en la zona es de nivel medio, con un nivel de cálculo en meseta del espectro de 0.38g.

Como proyecto existente existía un puente empujado de hormigón de 64 metros de luz y 280 metros de longitud. Debido a la singularidad del entorno y a las características de las laderas se decidió diseñar un viaducto de voladizos sucesivos con jabalcones, que es el que aquí se describe.

Una vez cerrada la primera fase de la estructura se colocan dichos jabalcones. Sobre ellos se disponen prelosas de celosía.

El canto de la estructura es variable entre 3.25(L/40) y 6.75(L/19) metros. La longitud de todas las dovelas es de 3.94 metros para acompasar la situación de los jabalcones transversales. El peso máximo de dovela es de 170 toneladas, valor cercano a la capacidad de los carros. Los primeros vanos se construyen con cimbra al suelo.

El diseño de la sección transversal se realizó con almas verticales para facilitar el acomodo de los jabalcones transversales. La losa superior consta de pretensado transversal. En sentido longitudinal existen varias familias de pretensado: superior de voladizos, inferior de continuidad, parabólico en zonas cimbradas y exterior.

Construcción puente Las Truchas (México)



Figura 1. Construcción.



Figura 2. Vista inferior.

Pablo GRANDÍO NOCHE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
pgrandio@k2ingenieria.es

Xan QUINTANA URZAINKI
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2.9 Estudio de Ingeniería S.L.
Delegado
xquintana@k29.mx

Jorge CASCALES FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director Técnico
jcascales@k2ingenieria.es

Ricardo RICO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director de Ingeniería
rrico@k2ingenieria.es

Mauricio MICHACA TAPIA
Ingeniero Civil
k2.9 Estudio de Ingeniería S.L.
Residente de obra
mmichaca@k29.mx

Palabras clave: inspección, patologías, refuerzo, corrosión, ensayos, mantenimiento.

Resumen

El Puente Las Truchas pertenece a la nueva Autopista de cuota Jala – Puerto Vallarta. Tramo: Compostela – Las Varas en el Estado de Nayarit (México).

La longitud de la estructura es de 433 metros, con un reparto de luces de 67+85+130+85+67 metros. El ancho total es de 21.80 metros.

Se describe en la presente ponencia la construcción de la estructura. El primer proyecto del viaducto se realizó en el año 2016, siendo abierto al tráfico en abril de 2024.

El proceso constructivo de la estructura es el siguiente:

- Excavación y cimentaciones.
- Ejecución de fustes de pilas.
- Montaje de cimbra en los vanos laterales. Ferrallado y hormigonado. Hay que destacar que en esta fase se produjo un movimiento importante de la cimbra que obligó a realizar un refuerzo de la estructura con fibra de carbono.
- Ejecución de dovelas 0 en las dos pilas sobre las que se va a realizar avance en voladizos.
- Montaje de carros y avance en voladizos. Como particularidad en esta obra, una vez se había llegado a la dovela 5 sobre una pila y a la 3 sobre otra se produjo la rescisión del contrato de la constructora, por lo que se desmontaron los carros y la obra se detuvo durante casi 4 años.
- Por lo tanto, antes de reanudar se realizó una inspección exhaustiva en campo, ensayos y un recálculo con las nuevas condiciones.
- Reanudación de la construcción y avance en voladizos.
- Cierre de la primera fase de la estructura.
- Pretensados de continuidad.
- Montaje de jabalcones.
- Montaje de prelosas.
- Ferrallado y hormigonado de segunda fase de losa.
- Pretensado transversal.
- Pretensado exterior.
- Remates.

La construcción del presente puente tiene particularidades tanto técnicas como constructivas (varias constructoras distintas, accidentes, etc) que hacen que su construcción haya sido aún más compleja que lo habitual en un puente de esta morfología.

Viaductos sobre los Arroyos Zabaleta-Larrazabal y Kinatoi



Figura 1. Viaducto de Zabaleta y Larrazabal.



Figura 2. Viaducto Kinatoi.

Pablo GRANDÍO NOCHE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
pgrandio@k2ingenieria.es

Sergio COUTO WÖRNER
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director General
scouto@k2ingenieria.es

Jorge CASCALES FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director Técnico
jcascales@k2ingenieria.es

Ricardo RICO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director de Ingeniería
rrico@k2ingenieria.es

Palabras clave: alta velocidad, cimbra autolanzable, cajón pretensado.

Resumen

El viaducto sobre los Arroyos Zabaleta y Larrazabal y el Viaducto de Kinatoi pertenecen al tramo Elorrio – Atxondo de la Línea de Alta Velocidad Vitoria – Bilbao – San Sebastián.

Ambos viaductos tienen la misma tipología, cajón postesado construido con autocimbra y están construidos en un enclave de gran belleza en un valle rodeado de montañas.

El primero de ellos, el viaducto sobre los Arroyos Zabaleta y Larrazabal, tiene una longitud de 566 metros con un reparto de luces de 30+42+50+58+50+5x58+46 y un ancho de 14 metros (sección típica de alta velocidad). Presenta un radio variable en planta y un canto de 3,80 metros (L/15).

Las alturas de pilas son muy heterogéneas, variando de 6 a 49 metros. Todas las cimentaciones fueron directas salvo la del estribo 2.

Como particularidad más reseñable, la Pila 4 no presenta un fuste convencional como el resto, sino que se trata de un pórtico transversal postesado con el objetivo de permitir el paso de un viaducto del tramo adyacente (también diseño de k2 Ingeniería y objeto de otra ponencia). Dicho pórtico tiene una altura de 49 metros y una longitud de 20 metros (luz libre 12 metros).

El viaducto sobre el Arroyo de Kinatoi tiene una longitud de 880 metros con un reparto de luces de 35+50+55+10x65+50+40 y un ancho de 14 metros (sección típica de alta velocidad). Presenta un radio constante en planta y un canto de 4,30 metros (L/15).

Las alturas de pilas son muy heterogéneas, variando de 12 a 72 metros, siendo pilas de altura ya considerable.

La tipología de cimentación es variable, existiendo cimentaciones directas, profundas con pilotes y profundas con micropilotes en una de ellas.

Como peculiaridades, se debía respetar la Ermita de Santa Catalina (casi en la sombra del puente) y fue preciso desmontar un vertedero activo en las proximidades de la estructura, hecho que obligó a detener la construcción durante varios meses.

Los dos estribos presentan un esquema estático convencional, con un estribo fijo y el resto de apoyos deslizantes.

Reconstrucción Puente de Santa Marta (Pontearnelas)



Figura 1. Puente apuntalado.



Figura 2. Vista nuevo puente.

Sergio COUTO WÖRNER
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director General
scouto@k2ingenieria.es

Jorge CASCALES FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director Técnico
jcascales@k2ingenieria.es

Ricardo RICO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director de Ingeniería
rrico@k2ingenieria.es

Pablo GRANDÍO NOCHE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
pgrandio@k2ingenieria.es

Tania CANCELO REY
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
tcancelo@k2ingenieria.es

Yordi RIAL GERPE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
yrial@k2ingenieria.es

Palabras clave: inspección, arco, celosía, patologías, demolición.

Resumen

El puente de Santa Marta se encuentra en el PK 6+450 de la carretera PO-300 (T.M. Vilanova de Arousa – Ribadumia, Pontevedra) sobre el río Umia.

El vano 2 del puente existente salva el río mediante un arco metálico intermedio de tablero mixto con una pasarela metálica inferior colgada del mismo. La longitud de este vano es de 60 metros, con un ancho de 10 metros.

El día 18 de abril de 2023 se cierra al tráfico el puente existente al detectarse daños en varios tirantes, lo que provocó que cediese parte de la calzada. No se lamentaron daños personales a raíz de este incidente.

Para decidir qué decisión tomar se realiza lo siguiente:

- Estudio teórico del comportamiento del puente antes y después del incidente.
- Análisis visual.

Tras dichos estudios se concluye que lo más adecuado es el desmontaje controlado del puente existente y el proyecto de un puente nuevo. El estado de plastificación y corrosión de algunos elementos hacía imposible su refuerzo o sustitución sin una actuación de una entidad superior a la construcción de un puente nuevo.

Se declara la actuación como Obra de Emergencia.

La primera actuación fue el apuntalamiento de la estructura existente para evitar su desplome y permitir su desmontaje controlado. Se diseña en sustitución del puente existente una celosía tipo Warren de 54 metros de luz sobre dos pilas a ambos márgenes del río. Sobre los dos planos de la celosía se apoyan prelosas de celosía a modo de encofrado perdido sobre las que se hormigona la losa bajo el tráfico rodado. El tráfico peatonal transita por el interior de la celosía.

El canto de la celosía es variable entre 3.55 y 4.28 metros entre ejes de cordones. Es preciso elevar la cota de desembarco para salvar las constantes crecidas del río.

El trabajo realizado se complementa con una Asistencia Técnica a pie de obra y reparaciones puntuales de los vanos de acceso.

Viaducto Torre Chiapas en Tuxtla Gutiérrez, México



Figura 1. Sección del viaducto.

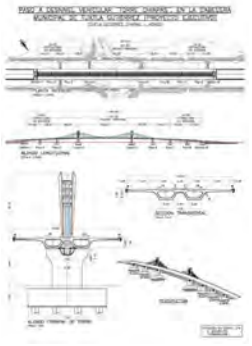


Figura 2. Planta, alzado y secciones del viaducto.

Guillermo AYUSO CALLE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
gayuso@cfcsl.com

Lucía FERNÁNDEZ MUÑOZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniera
luciafm@cfcsl.com

Palabras clave: extradosado, viaducto urbano, hormigón pretensado, amortiguador.

Resumen

El viaducto Torre Chiapas se encuentra en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez y sirve para salvar el cruce de dos grandes avenidas, el libramiento Norte Oriente, un boulevard de 6 carriles por sentido, y otro de menor tamaño. Para evitar este cruce a nivel y despejar la zona de vehículos, se decidió realizar el viaducto, que permite además realizar un paseo para peatones bajo él.

Se planteó un viaducto de 297 m de longitud, con una luz principal de 90 m, determinada por el cruce de los bulevares, y una distribución de luces de 24+29+36+90+36+2x29+24 m. Se realizó un estudio de soluciones, en el que se plantearon las siguientes opciones: viaducto de canto variable, viga con canto superior y extradosado. El de canto variable se descartó por el canto de 3,6 m en pilas de altura de 6,5 m, lo que resultaba muy pesado en una zona urbana. Entre las otras dos soluciones la administración se decantó por la extradosada.

El viaducto tiene un ancho de 18 m con un canto constante en toda su longitud de 1,80 m. Las torres tienen una altura de 10,75 m y están dispuestas en el centro de la sección empotradas en el tablero, y se apoyan en las pilas. El tablero está compuesto por dos cajones que se unen en el centro de la sección, donde se anclan los 4 tirantes de cada haz. La cimentación es profunda con pilotes de 1,20 m de diámetro.

Dado que estamos en una zona de alta sismicidad se ha optado por disponer en los estribos 2 amortiguadores en cada uno de ellos. Para recentrar el puente se han dispuestos apoyos de neopreno en los estribos. Transversamente el puente está fijado en todas las pilas mediante unos topes metálicos con apoyos de neopreno-teflón.

Hampton Road Bridge-Tunnel. Prefabricados con pretensado resistente a la corrosión



Figura 1. Colocación de vigas.

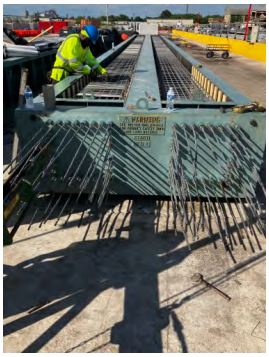


Figura 2. Bancada de prefabricación de pilotes cuadrados.

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefe del Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales
avazquezs@dragados.com

José BALLESTA DÍAZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FLATIRON-DRAGADOS
Design Manager (HRBT Project).
jballesta@dragados-usa.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefa del Departamento de Estructuras de Obra Civil,
Geotecnia y Obras Marítimas
clucass@dragados.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefe del Servicio de Puentes y Estructuras
de Obra Civil
jjalvareza@dragados.com

Susana LÓPEZ MANZANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales
slopezm@dragados.com

Palabras clave: vigas, prefabricados, pretensado, inoxidable, CFRP.

Resumen

El incremento de la vida útil de diseño de las obras de hormigón es una realidad cada día más patente, gracias, entre otros elementos, a la sustitución de los materiales metálicos embebidos en el hormigón (acero al carbono) por materiales resistentes a la corrosión.

En el caso de puentes de vigas en ambiente marino, la cara inferior de las vigas (sobre todo la brisa marina y en las zonas donde la proximidad al agua durante la pleamar le puede hacer susceptible de salpicaduras), el tablero (en caso de empleo de sales fundentes en el invierno) y las pilas son especialmente sensibles. El empleo de elementos pretensados mejora el comportamiento del hormigón si se diseña en estado de descompresión, pero introduce un elemento especialmente sensible a la corrosión, como es el acero de pretensar, sobre el que la penetración de cloruros (aun con el hormigón sin fisurar) puede resultar en una reducción de la vida útil de la estructura.

El estado de Virginia (EE.UU.) está implantando, en algunos proyectos de renovación de estructuras ya obsoletas, la necesidad de emplear materiales resistentes a la corrosión para los cordones de pretensado, como son los cordones de acero inoxidable y los cordones de polímeros reforzados con fibras de carbono.

En la obra de Hampton Roads Bridge-Tunnel Expansion Project (Norfolk, Virginia, EE.UU.), donde hay que reemplazar 5,6 km de viaducto existente (2 carriles por sentido) por una nueva estructura para 4 carriles por sentido, además de otras ampliaciones de puentes en ambiente marino, se ha optado por emplear ambos tipos de pretensado (acero inoxidable y polímeros reforzados con fibras de carbono). La razón principal ha sido poder cumplir con el apretado programa de obra y suministro, pues se necesitaban grandes cantidades de material de pretensado para toda la obra.

Construcción del nuevo puente sobre el río Tajo en Alcántara

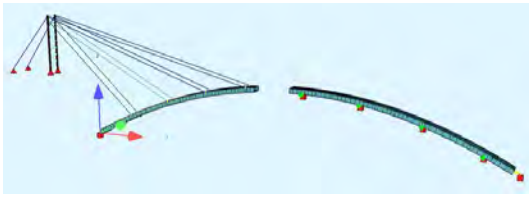


Figura 1. Modelo general del proceso constructivo.



Figura 2. Estado general de las obras.

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. Universidad de Cantabria
CEO
oramos@orramoseng.com

Jorge QUINTANA GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Jefe de Proyecto
jquintana@orramoseng.com

Ramón SÁNCHEZ DE LEÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTUDIO AIA
Director de Obra Civil
rsanchezdeleon@estudioaia.com

Rubén MATEOS MORILLO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ROVER
Jefe de Obra
rmateos@rovergrupo.com

Salvador TORDERA BAVIERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ROVER
Director Técnico
stordera@rovergrupo.com

Pedro Agustín RODRÍGUEZ IZQUIERDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Junta de Extremadura
Director de Obra
pedro.rodriguez@juntaex.es

Palabras clave: arco, sección mixta, construcción, medios auxiliares, torre atirantamiento.

Resumen

El nuevo puente de Alcántara sobre el río Tajo (Cáceres) es un puente tipo arco de tablero superior y tipología mixta. La longitud total del puente entre estribos es de 267 m, con un arco de 180 m de luz. El tablero está formado por vanos de 18 m en cuyo lateral se adosa una pasarela metálica peatonal. El tablero se conecta al arco a través de 8 pilas metálicas y un tímpano sobre la clave del arco. La sección transversal del arco es un cajón mixto de 5 m de ancho por 2 m de canto, con 3 aligeramientos interiores de 1.2 m de diámetro. El tablero se resuelve mediante un cajón mixto convencional.

En este artículo se desarrolla la ingeniería de detalle y medios auxiliares para la construcción del viaducto. Dada la singularidad del emplazamiento, y la propia envergadura del arco, la construcción se acomete de manera diferencia en cada una de las márgenes del río Tajo:

- Semiarco izquierdo. Se construye mediante el uso de 4 torres de apeo provisionales cimentadas mediante pilotes en el terreno. El arco se apoya en las torres mediante aparatos de apoyo de neopreno, lo que flexibiliza, y reduce la fuerza lateral transmitida a las torres.
- Semiarco derecho. Para la construcción de este semiarco se desarrolla el procedimiento de atirantamiento provisional mediante el empleo de 5 tirantes anclados en el propio arco y en una torre de atirantamiento proyectada a tal efecto.

Una vez construidos los dos semiarcos, se lleva a cabo una maniobra de apertura en clave mediante gatos hidráulicos.

Además de la definición de la secuencia de montaje y tesado se incluyen las particularidades del diseño de los distintos elementos auxiliares necesarios para la construcción, como son: la pieza de anclaje de la retenida, torre de atirantamiento, sistema de abertura en clave, piezas de cogida tirante-arco, etc.

Ingeniería de construcción del puente SR-43. Un bowstring en el ferrocarril de alta velocidad de California

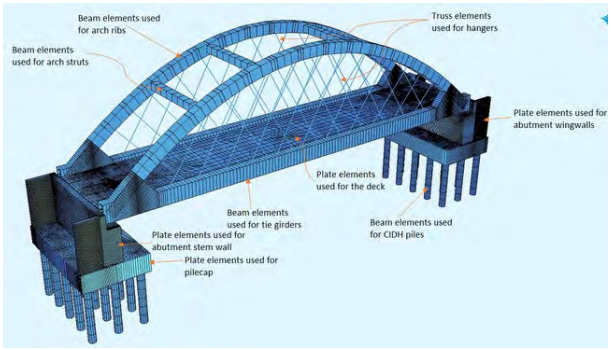


Figura 1.Modelo general del puente.



Figura 2. Estado actual de las obras.

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. Universidad de Cantabria
CEO
oramos@orramoseng.com

Ricardo PEREIRA DE SOUSA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de puentes. Jefe de Proyecto
rpereira@orramoseng.com

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, SA
Jefe Servicio Procesos Constructivos y Obras Temporales
Dirección Técnica
avazquez@dragados.com

Daniel ÁLVAREZ SIRVENT
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS
Jefe de Oficina Técnica de Obra
dalvarezs@dragados-usa.com

Manuel CORREIA SANTOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
OTHON ENGINEERING
Director Técnico
mcorreia@othon.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, SA
Jefa Dpto. Puentes y Estructuras, Geotecnia y Obras Marítimas
Dirección Técnica
clucass@dragados.com

Palabras clave: arco, alta velocidad, construcción, hormigón pretensado, péndolas, erection procedure, erection manual.

Resumen

El puente SR-43 es un bowstring de hormigón armado y pretensado perteneciente al *Construction Package 2-3* del proyecto *California High-Speed Rail*, de cuya construcción se encarga la JV Dragados – Flatiron. El proyectista original del puente fue la empresa JACOBS.

Se trata de un puente arco bowstring de un único vano de 71.93 m de luz y una anchura total de 15.85 m, para alojar una sección típica de doble vía de ferrocarril de alta velocidad. Los arcos, de hormigón in situ, son de sección rectangular de 1.52 x 1.83 m, y tienen una flecha de 17.07 m. El tablero está formado por un sistema de vigas transversales pretensadas doble T de hormigón prefabricado que descansan en las vigas tirante del arco, de sección rectangular 1.52 x 2.44 m, postesadas y hormigonadas in situ. La plataforma del ferrocarril se sustenta mediante una losa de hormigón de 0.28 m de espesor. Cada arco dispone de una red de 22 péndolas (configuración tipo network con ángulo variable) formadas por barras de acero ASTM A722 Grade 150 de 76.2 mm de diámetro. Los arcos están arriostrados mediante 4 vigas paralelas de dimensiones 1.22 x 1.22 m.

Dada la singularidad que representa este puente, las Especificaciones Técnicas del Proyecto exigen la realización de un Procedimiento de Construcción y Manual de Montaje independiente del propio proyecto (*Erection Procedure and Erection Manual*). A tal efecto se ha desarrollado un modelo de cálculo completo del puente con las condiciones finales exactas de construcción para reproducir paso a paso la secuencia constructiva y poder determinar las fuerzas de tesado de las péndolas, el proceso de desapeo del tablero, los esfuerzos críticos durante la construcción y las contraflechas de construcción de cada uno de los elementos del puente.

La construcción del puente ya ha comenzado, y está prevista su finalización para mayo de 2025.

Puente Cumbre Vieja en la isla de la Palma. Aspectos constructivos relevantes



Figura 1. Ejecución tablero vanos 7 y 8.



Figura 2. Módulo de ferralla prefabricada de tablero, 12 m longitud, ancho completo.

Luis SOPEÑA CORVINOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS
Ingeniero Estructural Dirección Técnica
lsopenac@dragados.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS
Jefe Servicio Puentes y Estructuras Obra Civil
jjalvareza@dragados.com

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. Universidad de Cantabria
CEO
oramos@orramoseng.com

Ricardo PEREIRA DE SOUSA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de puentes. Jefe de Proyecto
rpereira@orramoseng.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.
DRAGADOS, S.A.
Jefa Dpto. Estructuras, Geotecnia, O. Marítimas
Dirección Técnica
clucass@dragados.com

Palabras clave: construcción de estructuras, cimbra, cuelgues, ferralla, prefabricación, postesado, ciclo.

Resumen

La situación de la obra, en la isla de la Palma, en la zona afectada por el volcán de Cumbre Vieja, condicionó completamente la ejecución de esta estructura. Desde la altas temperaturas del terreno durante la ejecución de las cimentaciones hasta la logística de suministro de materiales y medios auxiliares. Teniendo en cuenta los condicionantes logísticos y el plazo de obra, el tablero, de 243 m de longitud y 14 m de ancho, con vanos tipo de 33 y 31 m, se ejecutó in situ, mediante cimbra porticada, y hormigonado vano a vano.

La cimbra fue tipo porticada, sin apoyos intermedios, y con sistema de cuelgue en el voladizo previo (6,60 m desde el eje de pila), lo que permite reducir los plazos de montaje y desmontaje en el siguiente vano.

Se montó un parque de prefabricación de ferralla fuera del tablero, de forma que permitió premontar módulos de ferralla de 12 m de longitud y ancho completo, incluyendo las vainas de postesado, para un vano completo. Para ello, además del diseño y fabricación de un útil de izado con 26 t de capacidad fue necesario añadir refuerzos adicionales de armadura que dotasen a cada módulo de rigidez suficiente para mantener la geometría durante las maniobras de manipulación.

El proceso de tesado se controló y optimizó mediante curado de probetas reproduciendo las condiciones reales del hormigón de tablero. En las primeras fases se incluye una primera fase de tesado de retracción a las 48h (o 25 MPa), y una segunda fase a las 96h (o 35 MPa), tiempos que según se fue avanzando y ajustando resistencias se fueron optimizando.

Finalmente, para reducir el número de fases, se ejecutaron los 2 últimos vanos de forma conjunta, pasando de 8 a 7 fases la ejecución del tablero.

Seis puentes mixtos en la N-220 en Manises (Valencia): aspectos constructivos relevantes



Figura 1. Vista aérea nudo V30: estructuras E10, E11 y E12, y estructura E13 en construcción.



Figura 2. Izado de un tramo de cajón de la E13 durante un corte nocturno de tráfico.

Luis SOPEÑA CORVINOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS
Ingeniero Estructural Dirección Técnica
lsopenac@dragados.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS
Jefe Servicio Puentes y Estructuras Obra Civil
jjalvareza@dragados.com

María Pilar HUE IBARGÜEN
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS
Ingeniera Estructural Dirección Técnica
mhuei@dragados.com

Javier PARRAS MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Héctor Marcelo RUFFO
Ingeniero Civil
Tres - E Asesores Estructurales
Ingeniero
hmruffo@yahoo.com

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: construcción de puentes, fabricación, montaje, fabricación en taller, premontajes en obra, uniones provisionales, izado, apoyos elastoméricos anclados, pernos conectadores, prelosas.

Resumen

Los pasos superiores de la duplicación de la calzada de la N-220, cuyos aspectos de proyecto se analizan en otra comunicación, presentaron ciertas peculiaridades durante su construcción, demandando diferentes análisis estructurales y geométricos para garantizar un adecuado comportamiento tanto en construcción como en servicio. Se trata de 6 estructuras, todas ellas vigas continuas de doble acción mixta, de luces comprendidas entre 24 y 60 m.

Relacionado con la fabricación del tablero metálico, se pueden mencionar aspectos de accesibilidad a soldaduras en diafragmas de pilas y estribos debido al canto reducido del tablero, detalles de soldadura longitudinal del tablero para optimizar el proceso de fabricación y minimizar las posibles distorsiones por aporte excesivo de calor, ejecución de un amplio abanico de tipos de soldaduras y detalles, entre otros.

Debido al ancho de las piezas, las maniobras de transporte requirieron de un detallado estudio logístico. En lo relativo al montaje de la estructura metálica, se destaca la implementación de elementos de tangencia atornillados permitiendo una rápida ejecución parcial de los empalmes entre tramos, montaje individual de diafragmas de estribos por falta de espacio para premontajes en obra, definición de puntos de eslingado de los tramos a izar, etc.

Cabe resaltar el proceso definido para la instalación de los tramos de una estructura curva, peraltada, con apoyos elastoméricos anclados, en la que los apoyos se unían al tablero previamente a su izado y colocación sobre estribos y pilas, garantizando el correcto centrado del apoyo bajo el diafragma de pilas, y evitando el uso de torres provisionales de apeo.

Se trata de procesos de construcción que requieren de la coordinación de diferentes agentes y entornos de trabajo, tanto en taller, transporte, como a pie de obra, que requieren de una importante labor de coordinación para garantizar un acabado, geométrico y estructural, adecuado.

Proyecto de construcción viaducto Mesón de Calvos



Figura 1. Frente de fase.



Figura 2. Estado actual de construcción.

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. CEO.
Universidad de Cantabria
CEO
oramos@orramoseng.com

Jorge Eloy DE VENA RETUERTO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Jefe de Proyecto
jdevena@orramoseng.com

Pablo CARRIÓN MANTILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de Puentes
pcarrion@orramoseng.com

Fátima OTERO VIEITEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Grupo Puentes
Directora General Técnica
fotero@grupopuentes.com

Luis GARCÍA VEGA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Estructuras y Montajes - Grupo Puentes
Oficina Técnica
lvega@grupopuentes.com

Palabras clave: cimbra autolanzable, ferrocarril, hormigón pretensado, alta velocidad, optimización, puesta en obra hormigón.

Resumen

El viaducto sobre el río Mesón de Calvos, con una longitud total de 387 m, se enmarca en el "Proyecto de construcción de Plataforma de integración urbana y acondicionamiento de la red ferroviaria de Ourense. Taboadela - Túnel de Rante". Dicho viaducto permite el cruce de la línea de alta velocidad sobre la carretera N-525 y sobre el río Mesón de Calvos.

Se divide en 9 vanos, siendo el vano tipo de 45 m. El tablero es de hormigón pretensado "in situ" con sección cajón de 3.05 m de canto y anchura de 13,60 m, para alojar una doble vía ferroviaria. El viaducto se construye vano a vano mediante cimbra autolanzable.

En el diseño de esta estructura hubo que afrontar diversas singularidades. Por un lado, la cimentación de las pilas se encuentra altamente condicionada por las características geotécnicas propias del emplazamiento y la situación de la carretera actual, la cual se mantiene en funcionamiento durante la ejecución del viaducto.

Por ejemplo, la cimentación de la pila 1 se encuentra esviada y el apoyo se realiza sobre tres estratos diferentes, presentando longitudes diferentes de pilotes.

Por otro lado, la esbeltez de la estructura obliga a realizar un cruce de cables de pretensado en la zona de pila y en el centro de vano, con el fin de mantener una cuantía óptima y dentro de los márgenes habituales para este tipo de tipologías.

Debido a los movimientos en planta necesarios para realizar este cruce de cables de pretensado, y con el fin de facilitar el hormigonado de los elementos con mayor congestión de armadura, se realiza una distribución y racionalización de la armadura dispuesta en los frentes de fase y diafragmas de pila y estribos, que ha dado como resultado unas condiciones óptimas de puesta en obra del hormigón.

El nuevo puente de Pooley. Cómo diseñar en colaboración con los futuros usuarios

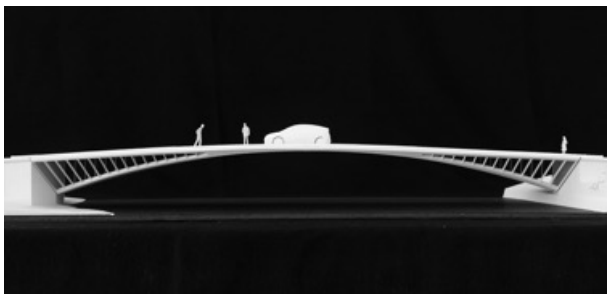


Figura 1. Maqueta de este diseño desvelada en la tercera sesión de consulta.



Figura 2. Vista en escorzo del puente desde aguas arriba.

Héctor BEADE PEREDA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Knight Architects
Director de Diseño
h.beade@knightarchitects.co.uk

Laura LANGRIDGE
Arquitecta
Knight Architects
Asociada Senior
llangridge@knightarchitects.co.uk

Palabras clave: puente arco, acero inoxidable, resiliencia, participación ciudadana.

Resumen

Pooley Bridge da acceso al extremo nordeste del Parque Nacional del Distrito de los Lagos, en el noroeste de Inglaterra, declarado Patrimonio de la Humanidad por la UNESCO y dotado de un paisaje de singular belleza. El pueblo proporcionó un paso sobre el río Eamont durante más de 250 años a través de un puente de arco de piedra de 3 vanos, construido en 1764. La conmoción tras su abrupto colapso en las inundaciones de diciembre de 2015 se alivió en parte con la instalación de un puente provisional tres meses después, pero su presencia continua fue también un recordatorio diario de la pérdida y la vulnerabilidad.

Un nuevo cruce permanente fue diseñado tras un inusualmente intenso proceso de consulta a los habitantes del pueblo y otras partes interesadas, poco habitual en el diseño de puentes, escuchando a la comunidad y centrándose en sus aspiraciones comunes para lograr un diseño que encajara con su identidad y satisficiera las normas técnicas vigentes.

El nuevo puente, un innovador arco de tímpano abierto de 40 m de luz con una estructura compuesta de acero inoxidable y hormigón de alta resistencia, rinde homenaje a su predecesor y a otros ejemplos clásicos del patrimonio de puentes británico. Sin embargo, también mira al futuro y aspira a ser adición armoniosa en un paisaje extraordinario gracias a su esbeltez y transparencia, que no sólo ofrecen vistas sin obstáculos sino que minimizan la obstrucción del flujo de agua en caso de inundación.

El artículo describe el proceso que condujo a este puente único, con especial atención la participación de la comunidad en la fase de diseño conceptual y su influencia en el resultado.

Ampliación de los puentes del segmento 2W de la North Texas Expressway. Hurst & Bedford, Texas

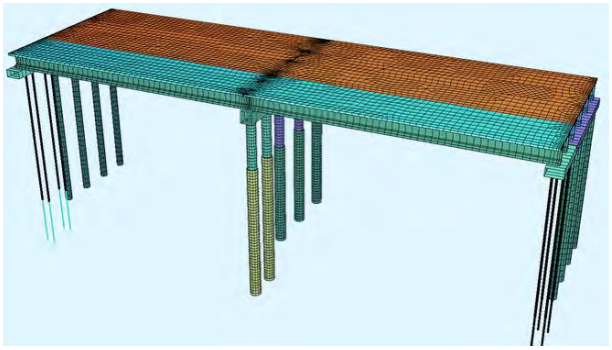


Figura 1. Modelo de elementos finitos de uno de los puentes ampliados.



Figura 2. Ejecución de micropilotes tras muro de tierra armada existente en uno de los puentes a ampliar.

José Manuel MARTÍNEZ GARCÍA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
WSP Spain - APIA
Responsable Departamento de Puentes
JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com

Clara COROMINA NESTARES
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Louis Berger DCE
Departamento de Puentes
clara.coromina@wsp.com

Ángela MARTÍN OCHOA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
WSP Spain - APIA
Departamento de Puentes
angela.martin@wsp.com

Nicolás VALLINA PITA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
WSP Spain - APIA
Departamento de Puentes
nicolas.vallina@wsp.com

Andrea CASTRO HERNÁNDEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
WSP Spain - APIA
Departamento de Puentes
andrea.castro@wsp.com

Palabras clave: Texas, tableros de vigas, ampliación puentes, vigas doble T, vigas prefabricadas.

Resumen

El proyecto comprende la ampliación de once puentes de vigas, siendo diez de ellos pasos superiores y uno de ellos una bifurcación de autopista. Al tratarse de ampliaciones, se han utilizado tipologías similares a las existentes. Las superestructuras constan de vigas doble T prefabricadas (tipo Tx54 en una estructura, y Tx62 en el resto) y losa hormigonada in situ.

Los pasos superiores que se han ampliado tienen 2 o 3 vanos cada uno, con luces entre 38,94 ft y 134 ft (11,87 m y 40,84 m), vigas tipo Tx62, y losa de 8 in (20 cm). Las pilas interiores mantienen la estética de las existentes: cabezal cuadrado con columnas de sección circular de hormigón armado.

La peculiaridad de estos puentes se sitúa en los estribos dado que los muros frontales de tierra armada se dejaron ya ampliados cuando fueron construidos los puentes existentes, con el consiguiente riesgo de romper los flejes al pilotar en el trasdós de éstos.

Se han desarrollado dos alternativas compatibles con las restricciones existentes, adoptándose finalmente la segunda. En la primera, los cabezales de los apoyos de estribos quedan retranqueados respecto a los existentes, con los nuevos apoyos delante del muro y parte de las vigas en voladizo. Esta disposición ha exigido un estudio detallado de los esfuerzos generados por las luces diferentes entre las vigas existentes y las nuevas. En la segunda solución, la adoptada y actualmente en construcción, los cabezales quedan alineados con los existentes, ejecutados sobre micropilotes que se sitúan entre los flejes del muro existente, tras una cuidadosa exploración de sus posiciones.

Viaducts in the Etihad Rail Network Abu Dhabi and Dubai, UAE



Figure 1. View of one of the viaducts.

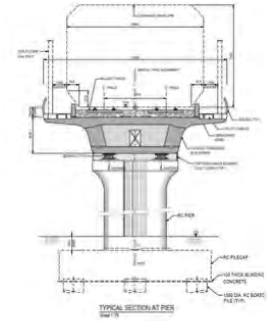


Figure 2. Typical cross section at pier.

Jose Manuel MARTINEZ GARCIA
PhD Civil Engineer
WSP Spain - APIA
Bridges & Civil Structures Manager
JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com

Cristina URIBE BASTERO
Civil Engineer
WSP Spain - APIA
Bridge Engineer
cristina.uribe@wsp.com

Farooq HAROON
Civil Engineer
farooq.haroon@wsp.com

Ricardo PEREIRA DE SOUSA
Civil Engineer
richardsousa83@hotmail.com

Jorge DE VENA RETUERTO
Civil Engineer
jorgedevena@gmail.com

Keywords: Etihad, Abu Dhabi, Dubai, railway, viaduct, prestressed concrete, rail-structure interaction.

Abstract

The Etihad Rail Network will link freight facilities and passenger stations and is being developed in the context of the Gulf Cooperation program, with segments 2B and 2C extending through Dubai and Abu Dhabi. The network is 235 and 98 km long per segment and consists mainly of at-grade railway lines with numerous highway crossings.

More than 20 bridges have been designed in segments 2B and 2C, including long viaducts with up to 21 spans and smaller structures that cross over existing utilities. Different structural types have been used, including prestressed concrete box girders or U-Trough cross sections, portal structures using precast beams, or concrete voided and solid slabs. The bridges are designed for railway loads as per AREMA.

Segment 2C features two long multi-span viaducts, with spans ranging from 34 to 65 m, a total length of 825 and 936 m, split into 10 and 11 structural units (separated by expansion joints), respectively. The decks consist of a prestressed cast-in-place concrete constant depth box girder, continuous along each structural unit, with a total depth that varies depending on the maximum span length in the unit, varying from 2.65 m to 4.15 m. This translates into a slenderness ratio of 15:1. The box girders feature curved aesthetical shapes, with lateral overhangs cantilevering 2.80 m uniformly.

The decks support a double-track railway platform, with a width of 13.44 m, which includes the ballast width, the service paths and the required derailing protections.

In segment 2B stands out U-shaped cast in placed prestressed concrete cross-section, enhanced with architectural rounded shapes on the lateral webs that elevate their aesthetic appeal, while keeping it structurally highly efficient.

The viaducts are supported by spherical bearings placed on top of piers with architectural shapes, formed by a constant solid 4.50 by 2.00 m rectangular section shaft and curved pier heads.

Given the length of these viaducts, the rail-structure interaction (RSI) analysis has taken a critical role, being a key constraint to consider for the span arrangement and bridge articulation.

Viaducts in the Armadale Line Upgrade Project



Figure 1. Superstructure Armadale Line Upgrade.



Figure 2. Precast piers.

Wolfram SCHWARZ
Civil Engineer
WSP Australia
Technical Director
wolfram.schwarz@wsp.com

Chao Kiat CHANG
Civil Engineer
WSP Australia
Associate Engineer Bridges
ravi.peyyila@wsp.com

José Manuel MARTÍNEZ GARCÍA
PhD Civil Engineer
WSP Spain
Bridges & Civil Structures Manager
JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com

Keywords: precast concrete, light rail transit, prestressed concrete, U-shaped section.

Abstract

The Victoria Park - Canning Level Crossing Removal project is the first rail viaduct project constructed in Perth, Western Australia. All works are limited to the existing rail corridor, elevating the two electrified rail tracks to improve public transport safety, create new and versatile public open space for the community and reduce traffic congestion. The Armadale Line Upgrade Alliance (ALUA) was formed to deliver this project.

The project stretches over 7 km on the Armadale Line and comprises four sections of elevated rail structures with a total length of 4.6 km, one principal shared path bridge for active transport, and five elevated stations.

The superstructure of the elevated rail structures consists of two precast L-shaped elements joined by an in-situ slab in lower flange, to form a U-shaped trough girder. To accelerate the construction process, the precast elements are prestressed and do not require additional post-tensioning. The U-troughs are simply supported on spherical bearings with a guaranteed design life of 120 years to eliminate the requirement for replacing them during the service life of the viaducts. The total height of the girders is 2.21 m which is driven by the requirement of the top-flange to act as guardrail to contain rail carts in a derailment case rather than the maximum span of 31.15 m. The viaduct superstructure remains the same throughout. The elevated stations are wrapped around the viaducts and are structurally isolated from the viaducts which has some advantages for passenger comfort while waiting for their services on the platforms.

The piers of the substructure consist of precast elements for columns and headstocks. They are grouped into types, with the emphasis on maximising repetition. Hammerhead piers are used to support the U-trough superstructures between stations, while portal frames are used within the station precent. Station platforms are supported on modified T-roff girders which is the most common precast prestress shape in Western Australia.

Deep foundations are used throughout the project, with the majority being continuous flight auger (CFA) drilled shafts piles to optimize construction cycles.

Causeway Bridges Across Swan River, in Perth (Australia)



Figure 1. Point Fraser Bridge.



Figure 2. McCallum Park Bridge.

Wolfram SCHWARZ
Civil Engineer
WSP Australia
Technical Director Bridges
wolfram.schwarz@wsp.com

Gerhard DU PLESSIS
Civil Engineer
Privat
Technical Specialist
gerhard@cablestayedbridges.com

José Manuel MARTÍNEZ GARCÍA
PhD Civil Engineer
WSP Spain
Bridges & Civil Structures Manager
JoseManuel.MartinezGarcia@wsp.com

Keywords: footbridge, cable stayed, footfall dynamics, wind dynamics, construction sequencing.

Abstract

The Causeway Pedestrian and Cyclist Bridge Project is an opportunity to deliver a landmark pedestrian and cyclist connection across the Swan River that responds to the unique cultural and historic significance of the area, integrates with existing landscape and urban design, and provides an attractive link for the wider community.

The existing Causeway Bridges are one of only four pedestrian and cyclist crossings of the Swan River, being one of the busiest carrying peak hour volumes of over 150 cyclists and 200 pedestrians. The need to improve this connection has been identified for some time as the existing shared path width of 1.8 m, uneven surface conditions and mix of user groups generally causing safety concerns.

Located 80-90 m downstream of the existing Causeway the new alignment will have a 3.5 m wide cycle path and a 2.5 m wide pedestrian walkway provided for separated and safer access across the Swan River for both cyclists and pedestrians independent of the road traffic. Consisting of two cable stay bridges, the proposed option limited the number of river piers to just three, acknowledging the spiritual and cultural importance of the Swan River (Derbal Yerrigan) to Perth's first nations peoples.

Point Fraser Bridge comprises a single pylon representing a boomerang. The bridge is asymmetric with a 48 m side span and a 99.7 m main span supported by cables attached to the inner side of continuously curved bridge deck.

McCallum Park Bridge comprises two 46 m high pylons representing digging sticks. The bridge is symmetric with 60 m side spans and a 155 m centre span supported by cables attached to the inner side of the S-shaped bridge deck.

This paper discusses the general design development of the bridges taking architectural input, wind and footfall dynamics as well as construction sequencing into account.

Diseño de subestructura de los viaductos para la L.A.V. Murcia-Almería. Tramo: Lorca-Pulpí

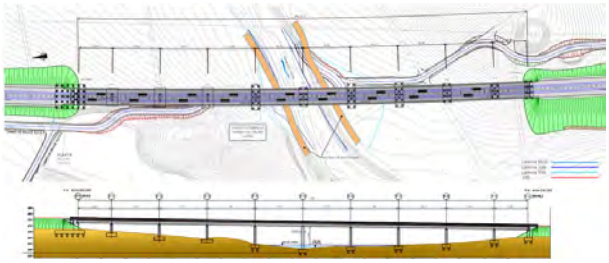


Figura 1. Planta y alzado del viaducto sobre la Rambla de Galián (376 m).

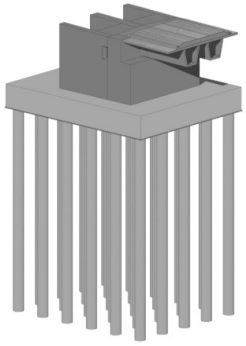


Figura 2. Modelo 3D del estribo fijo con contrafuerte para el viaducto sobre la Rambla de Galián.

Héctor BERNARDO GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director de Operaciones
hbernardo@pontem.es

Luis CRISTÓBAL ÁLVAREZ
Ingeniero Civil
Pontem Engineering Services S.L.
Ingeniero de proyecto
lcristobal@pontem.es

Pablo LOSCOS AREOSO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ferrovial Construcción
Coordinador proyectos de Estructuras
ploscos@ferrovial.com

Juan José SÁNCHEZ RAMÍREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ferrovial Construcción
Jefe de Departamento de Estructuras
j.j.sanchez@ferrovial.com

Pablo Raúl GARCÍA CARROMERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Infraestructuras
Jefe de Oficina Técnica
prgarciac@acciona.com

David HIGUERAS MORA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Infraestructuras
Jefe de Producción de Estructuras
david.higueras.mora@acciona.com

Palabras clave: AVE, viaductos, sismo, prefabricado, artesas, interacción suelo-estructura, pilotes.

Resumen

El trabajo expone el diseño de la subestructura de 6 viaductos proyectados para la L.A.V. Murcia – Almería en el tramo Lorca – Pulpí. Todos los viaductos son de tipología en doble viga artesa con cantos entre 1,90 m y 2,60 m, luces de 25 a 40 m y siendo la mitad de longitudes cortas (72 – 103 m) y la otra mitad de longitudes moderadas (209 – 376 m). Debido al emplazamiento, la acción sísmica ha sido dimensionante, con aceleraciones básicas de 0,13 g (Pulpí) y 0,14 g (Lorca). Se ha elegido la clásica estrategia sísmica basada en punto fijo en uno de los estribos, al que se ancla el tablero mediante barras pretensadas. La mayoría de estribos y pilas están cimentados sobre pilotes de diámetro 1,50 m que alcanzan hasta 37 m de profundidad. En aquellos casos donde ha sido posible, se han empleado cimentaciones superficiales, llegando a combinarse ambos tipos de cimentación en alguno de los viaductos. En el diseño se ha considerado la interacción suelo–estructura, a efectos de optimizar la respuesta sísmica mediante el uso de muelles elásticos horizontales y verticales que representan la rigidez del terreno circundante. En este marco, se han realizado estudios de sensibilidad para todos ellos donde se contempla la posible variación en la rigidez del suelo debido a cargas dinámicas.

Elementos estructurales singulares y proceso constructivo del nuevo puente móvil de desplazamiento vertical en la isla de Pamban, en India



Figura 1. Lanzamiento acompasado del tablero móvil.



Figura 2. Maniobra de elevación durante la inspección principal para la recepción de la obra.

Alberto CURBELO DÍAZ
Ingeniero de Caminos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
alberto.curbelo@mc2.es

José Luis SÁNCHEZ JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos
TYPSA
Director del Departamento de Estructuras
jlsanchez@typsa.es

Ginés LADRÓN DE GUEVARA MÉNDEZ
Ingeniero de Caminos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director de Proyectos
gines@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Palabras clave: puente móvil, desplazamiento vertical, ferrocarril, metálico, celosía Warren.

Resumen

El histórico puente de Pamban, con 105 años de antigüedad, es un viaducto ferroviario de vía única sin electrificar de 2 km de longitud que conecta la isla de Pamban con el subcontinente indio en el estado de Tamil Nadu, según se ha descrito en la Comunicación "*Nuevo puente móvil de desplazamiento vertical en la isla de Pamban, en India*.", en el VIII Congreso de ACHE. El elemento de mayor singularidad es su tramo móvil formado por dos hojas basculantes de tipo "Scherzer" de 66.5 m de luz. Las graves patologías detectadas en el puente obligan a desmantelarlo completamente. El proyecto constructivo realizado contempla su sustitución por un nuevo puente móvil de desplazamiento vertical, preparado para una futura doble vía y una posible electrificación de la línea. Las obras se han iniciado en el mes de noviembre de 2019 y se ha completado a finales del año 2024.

El tablero móvil del puente está constituido por un único vano de 75.7 m de luz y 10.3 m de ancho, está resuelto con dos celosías laterales metálicas de tipo Warren de canto variable. Cada una de las torres está formada por dos fustes verticales y un dintel superior, formando así un sistema de tipo pórtico en la dirección transversal; y dos puntales dorsales inclinados que proporcionan estabilidad en la dirección longitudinal, fuera del plano del pórtico. El desplazamiento vertical del tablero se efectúa mediante la actuación de cuatro grupos de cables de acero galvanizado y sendos grupos de poleas de 3 m de diámetro. Este sistema, accionado por motores eléctricos, eleva y desciende el tablero móvil, con la colaboración de dos contrapesos que equilibran el 100% del peso del tablero.

Más allá de la maquinaria de elevación, el puente móvil se caracteriza por la incorporación de una serie de elementos estructurales especiales o mecanismos, inherentes a su naturaleza móvil y que garantizan su correcto funcionamiento. Entre estos elementos destacan los apoyos especiales, enclavamientos verticales de tablero y contrapeso, sistemas de guiado del tablero y del contrapeso, dispositivos centradores y los sistemas de cables y poleas.

Gordie Howe International Bridge – descripción general del proyecto



Figura 1. Vista del puente sobre el río Detroit.



Figura 2. Aduana en el lado estadounidense con el puente al fondo.

Edelyn TRIA
Ingeniera Civil
DRAGADOS Canadá
Bridge Lead Design Coordinator
etria@dragados-canada.com

Antonio RÍOS UCHA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS Canadá
Canadian Bridge Director
ariosu@dragados-canada.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefa Departamento de Puentes y Estructuras,
Obras Marítimas y Geotecnia
clucass@dragados.com

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefe Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales.
avazquezs@dragados.com

Palabras clave: puente atirantado, gran luz, acero estructural, mixto.

Resumen

El Puente Internacional Gordie Howe consiste en un puente atirantado de 2,5 kilómetros que cruza el río Detroit desde Windsor (Canadá), hasta Detroit (Estados Unidos). El puente principal tiene una longitud total de 1.562 m y un ancho de 37,5 m. El proyecto cuenta además con dos viaductos de aproximación y dos zonas para aduanas (POE), una en Canada y otra en Estados Unidos, dotadas con edificios, salas de inspección, peajes... El lado de Estados Unidos cuenta, además, con las conexiones necesarias para enlazar con la Interestatal I75.

El proyecto se ha diseñado con una vida útil de 125 años, lo cual ha obligado a diseñar todos los hormigones, así como la protección de la estructura metálica, para cumplir con los requisitos de durabilidad.

El tramo atirantado del puente tiene dos pilonos de 220m de altura con 108 tirantes cada uno, salvando una luz de 853 metros sobre el Rio Detroit en el vano central. El propósito de este puente internacional es conectar Estados Unidos y Canadá por carretera mediante 3 carriles por sentido y uno adicional peatonal multiuso. No obstante el puente ha sido diseñado para poder ser reconfigurado y tener 4 carriles por sentido en el futuro.

Se trata de un puente mixto de acero estructural y losas de hormigón postesado longitudinal y transversalmente. A pesar de haber sido concebido inicialmente como un puente ejecutado con voladizos sucesivos a ambos lados de la torre (balanced cantilever), finalmente se decidió construir el tramo de retenida sobre apeos provisionales para no condicionar la ejecución del tablero a la construcción del pilono y colocación de tirantes. El tablero está fijo en el pilono de Estados Unidos y libre en el de Canadá, contando en este lado con un sistema de amortiguación frente a acciones rápidas.

Ambos pilonos están en tierra por lo que no se han requerido medios fluviales para su ejecución. Asimismo el sistema de ejecución seleccionado para el tablero tampoco contempla el uso del rio. Tan solo se ha utilizado el río para transportar la vigas de acero desde los talleres metálicos ubicados en Canadá, y las losas de hormigón prefabricado en Estados Unidos.

La cimentación del puente es profunda con pilotes de hasta 35m de longitud, encamisados, de 3 m de diámetro empotrados en el sustrato rocoso.

Puente internacional Gordie Howe – cierre en clave del puente atirantado



Figura 1. Vigas del tablero.



Figura 2. Vista del hueco de la dovela de cierre.

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefe de Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales. Dirección Técnica
avazquezs@dragados.com

Antonio RÍOS UCHA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS-CANADA
Canadian Bridge Director (BNA Constructors Can.)
ariosu@dragados-canada.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefa del Departamento de Puentes y Estructuras,
Obras Marítimas y Geotecnia
Dirección Técnica
clucass@dragados.com

Carlos LÓPEZ MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS-CANADA
Deputy Technical Director (BNA Constructors Can)
clmartin@dragados-canada.com

Loukas ZANGOS
Ingeniero civil
DRAGADOS-CANADA
Deck Technical Coordinator (BNA Construct. Can.)
lzangos@dragados-canada.com

Palabras clave: puente atirantado, medios auxiliares, cierre en clave.

Resumen

Ambos pilonos están en tierra por lo que no se han re-

Gordie Howe International Bridge es un nuevo puente que une Detroit (Michigan – USA) con Windsor (Ontario – Canadá), cruzando el Río Detroit. Este puente está formado por unos viaductos de acceso de 543.0 m en la zona de USA y 432.0 m en la zona de Canadá y un tramo atirantado de 1,562 m de longitud, con un vano central de 853 m, el mayor de Norteamérica.

El proceso típico de construcción del vano central de un puente atirantado, por avance en voladizo, requiere un cierre en clave (centro de vano) para unir los tableros de ambos voladizos.

La relación canto luz vano central es de 1/334.5 lo que hace que el tablero tenga una gran flexibilidad tanto en el sentido longitudinal como en el transversal. Esta gran flexibilidad, junto con las características de la sección transversal, hacen que la operación de cierre en clave y los elementos auxiliares diseñados, sean singulares para este tipo de puentes.

Previo a la colocación de la última sección metálica, y para evitar que las deformaciones debidas a la temperatura y los movimientos causados por el viento interfieran con las operaciones del cierre, se moverá longitudinalmente unos 27 cm el tablero de Canadá, retirándolo hacia el estribo, para dejar un mayor hueco en el centro de vano y facilitar el atornillado de las vigas metálicas de cierre al lado USA. El tablero de Canadá se retornará a su posición inicial para realizar la última unión que de continuidad al tablero. Este movimiento se hará con la ayuda de gatos hidráulicos situados en la torre canadiense.

En esta presentación se analizan los aspectos más relevantes de la operación de cierre en clave y medios auxiliares, así como las decisiones críticas de diseño de la operación.

Gordie Howe International Bridge – viaductos de aproximación



Figura 1. Viaducto de aproximación Canadiense.



Figura 2. Viaducto de aproximación de Estados Unidos.

Oleg NARODETSKY
Ingeniero Civil
DRAGADOS Canadá
Canadia Approach Project Manager
onarodetsky@dragados.com

Edelyn TRIA
Ingeniera Civil
DRAGADOS Canadá
Bridge Lead Design Coordinator
etria@dragados-canada.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefa Departamento de Puentes y Estructuras,
Obras Marítimas y Geotecnia
clucass@dragados.com

Antonio RÍOS UCHA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS Canadá
Canadian Bridge Director
ariosu@dragados-canada.com

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A. Dirección Técnica
Jefe Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales
avazquezs@dragados.com

Palabras clave: construcción de estructuras, viaducto de aproximación, acero estructural, perfiles hincados.

Resumen

Los viaductos de aproximación del Puente Internacional Gordie Howe se han diseñado como una estructura mixta de acero estructural y hormigón. El tramo de Canadá tiene 9 vanos de luces de hasta 56 m y una longitud total de 434 m y el de Estados Unidos está formado por 9 vanos de luces de hasta 73 m y una longitud total de 487 m. La sección transversal de ambos está formada por 10 Vigas doble T metálicas de 2,4 m de canto para conformar los 34,85 m de ancho del tablero.

La alineación vertical de ambas estructuras tiene una pendiente longitudinal del 5% y en planta un radio de curvatura de 400m. El peralte varía de 0% en los estribos hasta un 5% de máximo.

El tramo Canadiense cuenta con 4 juntas de dilatación; una limita con el puente principal, otra está situada en el estribo y las otras dos dividen el resto del tablero en 3 partes iguales. El tramo de Estados Unidos, por su parte, tiene 3 juntas de dilatación, una limita con el puente principal, otra está situada en el estribo y la tercera divide el tablero en 2 partes iguales.

Para la cimentación de ambos se han usado perfiles metálicos hincados hasta llegar a rechazo. En el tramo canadiense se han usado tubos metálicos de 406 mm de diámetro y 15,8mm espesor y en el de Estados Unidos perfiles HP 410 x 181. Debido a la agresividad del terreno en los 6 primeros metros, los pilotes metálicos han tenido que protegerse en su parte superior para garantizar los 125 años de durabilidad que este proyecto requiere.

En ambos viaductos, una vez terminada la subestructura, se colocaron la vigas metálicas del tablero con grúas y se hormigonó in situ la losa de hormigón.

Viaductos del Pago de Enmedio, Sevilla



Figura 1. Propuesta realizada en la fase de proyecto.



Figura 2. Aspecto de los tableros del viaducto sur en la fase final de la construcción.

José ROMO MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
FHECOR
Consejero Delegado
jrm@fhecor.es

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
FHECOR
Director Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

Francisco BAENA UREÑA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
VS Ingenova
francisco.baena@vsingenova.com

José LÓPEZ CORZO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
VS Ingenova
jf.lopezcorzo@vsingenova.com

Palabras clave: cajón, hormigón, prefabricación, jabalcón.

Resumen

El acceso norte a Sevilla incluye la realización de un viaducto que dé permeabilidad transversal a la zona a urbanizar denominada Pago de Enmedio.

Los únicos obstáculos que tiene que salvar el viaducto son los viales existentes y futuros de la red urbana. La estructura está formada por dos tramos: dos viaductos gemelos de 587 m, y otros dos viaductos sobre la glorieta norte de 174 m de longitud, con luces típicas de 40 m y un valor máximo de 44 m. Cada una de estas estructuras es continua, disponiéndose únicamente junta de dilatación en los estribos.

El ancho de los viaductos principales es variable para alojar los dos carriles de circulación del tronco, y los carriles de aceleración o deceleración de los ramales de entrada o salida. Esta complejidad geométrica se resolvía bien con una solución clásica de tablero en losa pretensada con grandes voladizos, que permitía simplificar la construcción, reducir el coste de la obra, y conseguir una estructura sobria en lo formal. Sin embargo, la solución seleccionada por el cliente fue la de un cajón central con voladizos prefabricados, que se asemejaba más a una solución previa que fue abandonada en su momento por razones presupuestarias.

El tablero finalmente proyectado se construye en dos fases; primero se ejecuta *in situ* el núcleo central que permite adaptarse a las zonas de ancho variable. Los voladizos se resuelven mediante unos elementos prefabricados que se colocan en segunda fase. El diseño de estos elementos ha tratado de sistematizarlos para simplificar su construcción.

Los apoyos del tablero se realizan mediante un sistema de pilas sencillo y ligero para no cerrar las vistas. Se ha cuidado el diseño de los estribos y terraplenes de acceso, aterrazándolos para crear unos espacios con una vegetación que mejore la percepción visual de esos elementos.

Puente Colimes sobre el río Daule en Guayas, Ecuador



Figura 1. Finalización de la construcción del Puente Colimes con la ejecución del cierre del vano principal.



Figura 2. Día oficial de inauguración y puesta en servicio del Puente Colimes.

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Director de Proyecto
jmrojas@cfcsl.com

Jorge GIGANTO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Hualca Ingenieros S.A.C.
Ingeniero
jorge.giganto@hualca.com

Manuel VALERO BARAT
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
mvalero@cfcsl.com

Raúl GONZÁLEZ AGUILAR
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
rgonzalez@cfcsl.com

Pedram MANOUCHEHRI
Ingeniero Civil
Carlos Fernández Casado S.L.
Universidad Politécnica de Madrid
pmanouchehri@cfcsl.com

Pablo MONTALVO VILLACÍS
Ingeniero Civil
Consultraffic Cía. Ltda.
Coordinador de Proyecto
consultraffic@gmail.com

Joaquín ARROYO MÁRQUEZ
Ingeniero de Camins, Canales y Puertos
PONDIO Ingenieros, S.L.
jarroyo@pondio.com

Ismael GONZÁLEZ MORENO
Ingeniero de Camins, Canales y Puertos
PONDIO Ingenieros, S.L.
igonzalez@pondio.com

José Carlos DÉNIZ BENÍTEZ
Ingeniero de Camins, Canales y Puertos
PONDIO Ingenieros, S.L.
jdeniz@pondio.com

Palabras clave: construcción en avance en voladizo, alta sismicidad, aislamiento sísmico, licuefacción, análisis no lineal, Ecuador.

Resumen

El Puente Colimes sobre el río Daule ubicado en el Cantón Colimes, en la provincia del Guayas, Ecuador, permite la unión de la Vía Colimes con la carretera E48 (Vía Guayaquil – El Empalme) en la provincia del Guayas. La intervención permitirá asegurar la conectividad vial terrestre de modo adecuado y seguro en el corredor de la Red Vial de Guayaquil restituyendo la estructura colapsada anterior.

Con fecha de abril del año 2008, se inauguró un puente tipo arco metálico en el cantón Colimes, el cual cruzaba el río Daule con una luz total de 130.50 m y un ancho de tablero de 8.45 m permitiendo el enlace de la vía a Colimes con la mencionada carretera E48. La estructura del puente de ingreso a Colimes colapsó el jueves 23 de abril del 2020 y, según se informó, el colapso se debió al paso de un tráiler cargado de cemento con un peso superior a las 60 T, perjudicando en gran medida a la población de Colimes y registrando la pérdida de vidas y una elevada afección a las actividades del poblado colimense en distintos ámbitos.

El Puente Colimes se proyecta como una solución estructural continua mediante un tablero de sección cajón monocelular de canto variable, con almas verticales y voladizos laterales que materializan la anchura de la sección transversal. La distribución longitudinal de vanos se divide en luces de 60.00 + 112.00 + 60.00 m, con una longitud total de 232.00 m entre ejes de apoyos en estribos. El tablero de sección cajón monocelular se diseña mediante hormigón postesado por avance en voladizos sucesivos en el vano principal de mayor luz desde cada una de las pilas intermedias. Presenta un canto de 5.75 m en pila lo que supone una relación de esbeltez igual a 1/19.50 de la luz del vano principal y un canto de 2.75 m en centro luz con una relación igual a 1/40.

Los vanos extremos se plantean ejecutar mediante cimbra convencional debido a la pequeña altura existente respecto del terreno. Los vuelos laterales de la sección transversal se realizan en hormigón armado.

La superestructura se encuentra apoyada en sentido longitudinal y transversal sobre aisladores sísmicos tipo pendulares en pilas y sobre apoyos esféricos libres en estribos, siendo estos mecanismos los encargados de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. La estrategia de diseño sísmico de la estructura se basa en el aislamiento sísmico y es la denominada por la Normativa AASHTO LRFD como “Configuración estructural resistente a sismo Tipo 3 (Type 3 elastic superstructure and substructure with a fusing mechanism)”.

Durante la fase de proyecto se detectó que en varios apoyos de la estructura existía potencial de licuefacción del suelo y se realizaron estudios específicos de interacción suelo-estructura con cálculos no lineales y se implementaron medidas de mitigación y protección.

Puente Chamorro sobre el río Matagente en Ica, Perú



Figura 1. Construcción del Puente Chamorro mediante apoyos intermedios auxiliares.



Figura 2. Finalización del proceso constructivo del Puente Chamorro.

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Director de Proyecto
jmrojas@cfcsl.com

Manuel VALERO BARAT
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
mvalero@cfcsl.com

Pedram MANOUCHEHRI
Ingeniero Civil
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
pmanouchehri@cfcsl.com

Juan Manuel JUEZ PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Hualca Ingenieros S.A.C.
Gerente General
juanma.juez@hualca.com

Pablo DELGADO GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Hualca Ingenieros S.A.C.
Ingeniero
pablo.delgado@hualca.com

Jorge GIGANTO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Hualca Ingenieros S.A.C.
Ingeniero
jorge.giganto@hualca.com

Palabras clave: arco tipo Bowstring, péndolas tipo network, alta sismicidad, aislamiento sísmico, construcción mediante apoyos provisionales, Perú.

Resumen

El Puente Chamorro atraviesa el río Matagente y se ubica en el PE -1S (Km 202) – El Carmen, Ruta IC - 104, en la provincia de Chincha, departamento de Ica, Perú. La principal causa que marca la necesidad del nuevo puente es el fallo estructural del anterior puente provocado por el Fenómeno de El Niño Costero del año 2017. De los cinco pilares sobre los que se apoyaba el puente colapsado, tres de ellos fallaron sufriendo desplomes por la socavación de sus zapatas y provocando que losa superior y vigas longitudinales quedaran sin apoyo efectivo.

El Puente Chamorro se proyecta como una solución estructural de un único vano con una longitud de 160.00 m entre ejes de apoyos en estribos resuelta mediante la disposición de doble arco metálico de tablero inferior mixto en configuración Bow-string con péndolas tipo *network*, contando con vigas transversales mixtas de arriostramiento encargadas de transmitir las cargas a los cordones o vigas longitudinales principales inferiores (tirantes) y losa superior de hormigón armado que materializa la plataforma de la vía.

Los cordones de los arcos curvos comprimidos presentan arriostramientos transversales que aumentan notablemente la seguridad a pandeo global de estos elementos. Se diseñan en doble plano abatidos hacia el interior un ángulo de 10° respecto de la vertical. Los esfuerzos internos se transmiten entre tablero y arco mediante un sistema de péndolas cruzadas siguiendo una configuración tipo network de mallado clásica con una separación longitudinal entre ellas de 8.00 m, quedando la péndola más cercana a los accesos a 11.00 m del eje de apoyo en estribos.

La directriz del arco del Puente Chamorro se define a partir del ajuste de un arco circular a la geometría de encaje del puente y presenta una relación flecha/luz de 1/5.86.

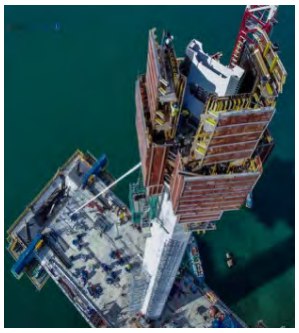
La estructura se encuentra en una de las zonas con mayor sismicidad del Perú. Concretamente, el PGA de diseño alcanza valores de 0.72g. En base a ello, la superestructura se encuentra apoyada en sentido longitudinal y transversal sobre aisladores sísmicos de núcleo de plomo (tipo LRB) en estribos, siendo estos mecanismos los encargados de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. La estrategia de diseño sísmico de la estructura se basa en el aislamiento sísmico y es la denominada por la Normativa AASHTO LRFD como "Configuración estructural resistente a sismo Tipo 3 (Type 3 elastic superstructure and substructure with a fusing mechanism)".

La construcción del Puente Chamorro se ha realizado mediante apoyos provisionales auxiliares en el cauce del río y posterior montaje y unión atornillada de los diferentes elementos metálicos del puente transportados a obra de manera adecuada.

En enero de 2024, el nuevo Puente Chamorro ha entrado en servicio presentando una estructura moderna, eficiente y fiable en donde los usuarios podrán, nuevamente, circular y pasear por la vía en condiciones adecuadas de seguridad.

Aspectos relevantes de la construcción del puente atirantado entre las islas de Cebu y Mactan (Filipinas)





Figuras 1 y 2. Vistas de la estructura temporal.



Figura 3. Cierre de vano principal.

Javier MUÑOZ-ROJAS
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
jmrojas@cfcsl.com

Jose M. DOMÍNGUEZ
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
jmdominguez@cfcsl.com

Alberto PÉREZ
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
aperez@cfcsl.com

Jorge DELGADO
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
jdelgado@cfcsl.com

Laura GRANDA
Ingeniera de Caminos
ACCIONA Ingeniería
laura.granda.sansegundo@acciona.com

Daniel MUÑOZ
Ingeniero de Caminos
ACCIONA Construcción
daniel.munoz.gonzalez@acciona.com

Gianpaolo GIMONDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ACCIONA Construcción

Julio RUIZ
Ingeniero de Caminos
ACCIONA Construcción
jruicz@accionacom

Palabras clave: puente atirantado, dovela in-situ, voladizos sucesivos, hormigón pretensado, carro de avance.

Resumen

El puente atirantado sobre el canal de entrada al puerto de Cebú es la obra singular del proyecto Cebu-Cordova Link Expressway, actuación realizada en la modalidad de Early Contracto Involvement (ECI) y adjudicada en al consorcio CEBU Link JV, formado por ACCIONA y las empresas filipinas First Balfour y D.M. Consunji Inc por un monto aproximado de 400 millones de USD. Tiene como objetivo aliviar el intenso tráfico entre Córdova -capital de la isla de Cebú y segunda ciudad de Filipinas y la de Mactán donde se encuentra el aeropuerto de dicha ciudad. Las obras están previstas que concluyan en 2021 coincidiendo con el quinto centenario de la llegada de Magallanes y de la iglesia católica a Filipinas.

El puente principal se resuelve con una obra simétrica de 651,50 m de largo con una distribución de vanos de 5.75-60-65-390-65-60-5.75. El tablero, con sección cajón de hormigón pretensado de 3.50 m de canto atirantado en su eje, se ejecutó por avances en voladizos con dovelas in-situ.

La configuración del puente así como las exigentes condiciones de la obra supusieron un gran reto constructivo. Los problemas más relevantes que hubo resolver durante ella incluyen:

- La descompensación entre el vano principal y los vanos laterales, para lo cual se recurrió a diversos sistemas de estabilización: contrapesos, anclaje en pila intermedia con un elemento metálico que posteriormente queda embebido, avance distinto en la instalación de cables a uno y otro lado de la torre.
- La ejecución de las dovelas de arranque en pilonos empleando elementos de izado especiales (“paraguas”) de los encofrados
- La ejecución in-situ de dovelas completas de 30 m de anchura y 6 m (vano principal) y 7.50 m) vanos laterales de longitud ejecutados con un carro inferior autolanzable de 200 T diseñado por Rubrica
- La ejecución del tramo de conexión en media madera con los vanos de acceso sobre puntales metálicos de hasta 40 m de altura.
- La colocación de las estructuras metálicas de los anclajes superiores (“armarios”) y a realización de las cruces ornamentales adosadas al mástil de la torre

A estos problemas técnicos se unen las complicaciones de trabajar en una zona de fuerte tifones y el impacto de la epidemia de COVID que surgió con la obra lanzada.

Diseño y construcción del puente Boquerón en el corredor Rumichaca – Pasto, Colombia

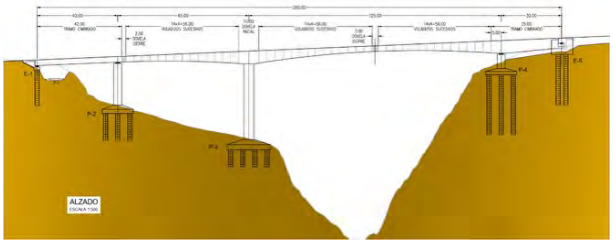


Figura 1. Alzado Puente Boquerón.



Figura 2. Vista Puente Boquerón terminado.



Figura 3. Vista Puente Boquerón en construcción.

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Director
jmrojas@cfcsl.com

Silvia FUENTE GARCÍA
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Responsable Proyecto
jmrojas@cfcsl.com

Joaquín ARROYO MÁRQUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PONDIO
Responsable de Proyectos
jarroyo@pondio.com

Estela RIVERA PUERTAS
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Responsable de Proyectos
erivera@pondio.com

Raquel MARTÍN GALÁN
Ingeniero de Caminos
PONDIO Ingenieros
Responsable de Proyectos
rmartin@pondio.com

Manuel FERNÁNDEZ BARBACIL
Ingeniero de Caminos
SACYR
Construction Manager
mfbarbacil@sacyr.com

Palabras clave: voladizos sucesivos, descompensación luces, diseño sísmico.

Resumen

El corredor Rumichaca-Pasto en Colombia, concesión propiedad del grupo Sacyr, ha requerido la construcción de numerosas estructuras para salvar quebradas abruptas y valles de cierta longitud.

El diseño de varias de ellas fue realizado por Carlos Fernández Casado S.L. para el consorcio Prointec-JFSAS. La asistencia técnica durante la construcción fue desarrollada por PONDIO Ingenieros.

La obra mas singular es el puente Boquerón. Cuenta con un tablero único 21.80 m de anchura para doble calzada y una longitud de 260 m con distribución de vanos 42-56-125-30. La descompensación de luces proviene de evitar emplazar las pilas en las abruptas. Provoca que en un lado el vano de compensación sea muy corto y sea necesario coaccionar el tablero en el estribo para evitar su levantamiento. En vez de emplear la solución habitual de cables verticales de cosido se recurrió al bloqueo del tablero contra el estribo por medio de apoyos horizontales deslizantes inversos.

El diseño sísmico cobra una particular importancia dada su localización en la cordillera andina. La gran descompensación entre las alturas de las pilas llevó a combinar una vinculación monolítica sólo en la pila central con el aislamiento longitudinal en todas las demás. Aunque en consecuencia toda la acción sísmica longitudinal se concentra en la pila central esta cuenta con la adecuada flexibilidad, resistencia y ductilidad para absorber y disipar toda la energía introducida por el sismo.

El proceso constructivo consistió en la ejecución del vano central y el contiguo a la pila alta por voladizos y los extremos sobre cimbra. La estabilidad de los voladizos se garantizaba con el empotramiento en la pila de mayor altura y en la otra con el vano de compensación previamente ejecutado sobre cimbras. El tablero se ejecutó con sección completa.

Puente atirantado Huallaga sobre el río Huallaga, Perú



Figura 1. Construcción del Puente Huallaga por avance en voladizo simétrico del vano principal.



Figura 2. Finalización del tablero del Puente Huallaga.

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Director de Proyecto
jmrojas@cfcsl.com

Gonzalo MARINAS SANZ
Ingeniera civil
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
gmarinas@cfcsl.com

Carlos MEGO MONTALBÁN
Ingeniero Civil
Tableros y Puentes S.A. Sucursal Perú
Jefe de obra
cmego@tapusa.com

Jorge GIGANTO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Hualca Ingenieros S.A.C.
Ingeniero
jorge.giganto@hualca.com

Pablo DELGADO GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Hualca Ingenieros S.A.C.
Ingeniero
pablo.delgado@hualca.com

Miguel Ángel ASTIZ SUÁREZ
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Carlos Fernández Casado S.L.
maastiz@cfcsl.com

Palabras clave: puente atirantado, construcción en avance en voladizo, empleo de grúas telescópicas sobre tablero, estructura de hormigón y acero, Perú.

Resumen

El Puente Huallaga es un puente atirantado proyectado para el Centro poblado de Santa Lucía, Distrito de Uchiza, Provincia de Tocache, Región San Martín, Perú.

La estructura se diseña como un puente atirantado de sección mixta con tablero de vigas metálicas longitudinales y transversales y losa superior de hormigón armado construido mediante apeos provisionales en los vanos de retenida y mediante avance en voladizo en el vano principal central. La distribución de luces definida es 6.00 + 87.00 + 220.50 + 87.00 + 6.00 m con una longitud total de 407.50 m. Presenta una anchura de 15.00 m a bordes exteriores de losa superior de hormigón armado con una separación de 13.40 m entre vigas metálicas longitudinales.

El tablero está formado por un emparrillado de vigas longitudinales de sección transversal doble T de acero estructural (sin prolongación externa del ala superior) de 1.60 metros de canto. En cuanto a las vigas transversales, también son mixtas de canto variable entre 1.60 m en su conexión con las vigas longitudinales y 1.00 m en el centro de la sección transversal, dispuestas cada 3.50 metros en el sentido longitudinal del tablero. La losa superior de hormigón armado se materializa mediante prelosas prefabricadas de 25 cm de espesor, solución que, en este tipo de puentes atirantados mixtos, ayuda a controlar los efectos impuestos por la retracción y la fluencia.

El sistema de atirantamiento propuesto es doble ubicado en los bordes del tablero. Se diseñan diez tirantes de sustentación en el vano principal y diez tirantes de retenida en los vanos de compensación, de acero de alta resistencia compuestos por un número de cordones de potencia variable (12-0.6” – 27-0.6”) en función de su ubicación y de su longitud.

En total, se definen veinte tirantes por plano de atirantamiento, sumando un total de cuarenta tirantes por torre y ochenta tirantes en total. Los mismos, se anclan en el tablero cada tres vigas riostras, lo que significa una separación de 10.50 m a excepción de los últimos tirantes de retenida los cuales se concentran en la zona de apoyo del tablero en los estribos. Conceptualmente, se trata de un puente atirantado clásico con un vano central o principal de sustentación de 220.50 m de luz y dos vanos laterales o de retenida de 87.50 m (0.40*L) entre ejes de apoyos.

Las torres de atirantamiento presentan una altura respecto del borde superior del cabezal de cimentación de 56.00 m (0.22*L). Se diseñan con una tipología en forma de H clásica con una viga riostra inferior que sirve de apoyo al tablero y una viga riostra superior que rigidiza la parte superior de las torres en donde se anclan los tirantes. La sección transversal de la torre es rectangular maciza y hueca en función de la altura y sus dimensiones geométricas se mantienen constantes en sentido longitudinal y transversal. La cimentación del puente es profunda en todos sus elementos, tanto en estribos como en torres.

La superestructura se encuentra apoyada en sentido longitudinal y transversal sobre aparatos de apoyo tipo disco multidireccionales en torres y mediante un doble sistema de apoyos (disco fijos + esféricos diseñados frente a cargas de levantamiento) con contrapeso exento al tablero en estribos.

El puente se construye mediante apeos provisionales dispuestos en los vanos de retenida y mediante avance en voladizo simétrico para el vano principal central mediante el empleo de grúas telescópicas sobre tablero alimentadas a través de los vanos de retenida ya construidos.

Diseño nuevo puente de ferrocarril sobre el río Biobío, en la ciudad de Concepción, Chile

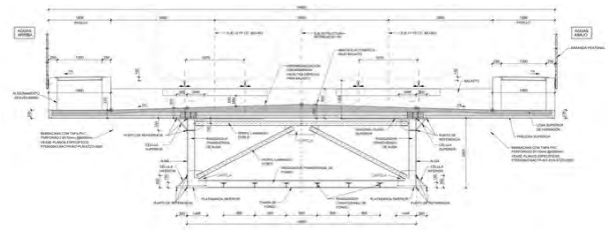


Figura 1. Sección tipo del tablero del nuevo puente ferroviario sobre el rio Biobío.



Figura 2. Vista general del nuevo puente ferroviario sobre el rio Biobío.

Miguel RUPÉREZ ASTARLOA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
miguel.ruperez@mc2.es

Alberto CURBELO DÍAZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
alberto.curbelo@mc2.es

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Ginés LADRÓN DE GUEVARA MÉNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director de Proyectos
gines@mc2.es

Rafael GUILLÉN CARMONA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Estructuras Obra Civil Central
rguillen@sacyr.com

Rafael BATISTA TERRONES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Oficina Técnica
rbatista@sacyr.com

Rafael GUILLÉN CARMONA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Estructuras Obra Civil Central
rguillen@sacyr.com

Rafael BATISTA TERRONES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Oficina Técnica
rbatista@sacyr.com

Palabras clave: tecnología de estructuras, puente, ferrocarril, cajón mixto, sismo, aislador, socavación.

Resumen

El nuevo puente ferroviario sobre el río Biobío, entre las localidades de Concepción y San Pedro de La Paz (Chile), tiene una longitud total de 1881.97 m. Se trata de una zona de sismicidad elevada, con una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.5 g frente al sismo de diseño (DBE), y 0.75 g frente al sismo máximo posible (MCE), para períodos de retorno de 475 y 1000 años respectivamente. Este condicionante dio lugar al diseño de la estructura con aislamiento sísmico basado en la colocación de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) entre el tablero y la infraestructura, según se describe en la Comunicación "Puente de ferrocarril sobre el río Biobío. Diseño sísmico mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo".

En planta, la estructura es una poligonal de tres tramos que permite inscribir en el ancho del tablero el trazado ferroviario curvo. Consta de 62 vanos rectos en planta, con luces de entre 30 m y 45 m. El tablero tiene una anchura de 14.60 m y es de tipo mixto, formado por un cajón metálico de 2.00 m de canto constante y una losa de hormigón de entre 0.235 m y 0.40 m de espesor. El cajón metálico es de 6.60 m de ancho constante, dando lugar a voladizos laterales de 4.00 m. En zonas de apoyo se dispone, además, una losa de fondo de hasta 0.45 m de espesor (doble acción mixta). Se disponen juntas de dilatación en el tablero cada 180 m.

La infraestructura se cimenta mediante pilotes de entre 1500 mm y 2000 mm de diámetro y de hasta 55 m de longitud. Los encepados se disponen por encima de la lámina de agua, dando lugar a una zona no sumergida, del pilote/columna, de entre 3 y 8 m. Se ha considerado una socavación de 11 m, por lo que ha sido necesario realizar análisis con alturas libres de pilote/soporte de entre 14 y 19 m.

New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA). Erection Engineering of the World's Longest Span Precast Segmental Bridge

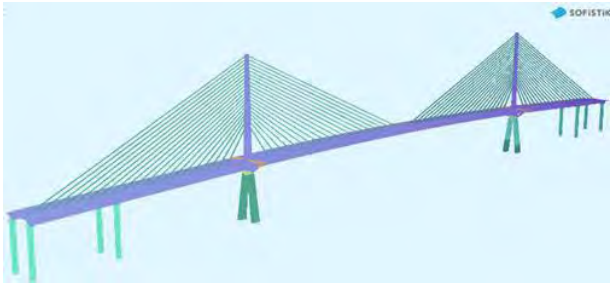


Figure 1. Each of the 400+ construction stages had a unique structural system and construction loading.



Figure 2. Striking photography of the soon-to-be completed bridge.

Jonathan AYLWIN
Civil Engineer. PE. Arup. Associate. Arup.
Jonathan.Aylwin@Arup.com

Quentin MARZARI
Civil Engineer. PE SE. Arup.
Senior Engineer.
Quentin.Marzari@Arup.com

Matt CARTER
Civil Engineer. PE SE. Arup.
Director and Engineer of Record
Matt.Carter@Arup.com

Manuel CONTRERAS PIETRI
Civil Engineer. PE. Carlos Fernandez Casado SL.
Director
MContreras@cfcsl.com

Alberto MUÑOZ TARILONTE
Civil Engineer. Carlos Fernandez Casado SL.
Senior Engineer. AMT@cfcsl.com

Antonio MARTÍNEZ CUTILLAS
Doctor Ingeniero de Caminos
Director. Carlos Fernandez Casado SL.
AMartínez@cfcsl.com

Keywords: cable stayed, precast segmental, delta frame, balanced cantilever construction, erection engineering.

Abstract

The New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA) will be the world's longest span precast segmental bridge. The cable stayed bridge has a total length of 1004m (3294') with a span arrangement of 82-166-506-166-82m (270-546-1661-546-270'). The cable stayed system consists of a single plane of stays, in a semi harp arrangement, located in the centre of the bridge which is 45m wide (148' 3/8''). Each stay is made of two cables from 37 to 125 strands each, anchored in a precast delta frame which is connected to two precast segmental boxes 23m and 17m wide. The difference in width of the two boxes, due to the presence of a shared cycle pedestrian path on only one side of the bridge, introduces a slight asymmetry in both the concrete precast segments, and the delta frame.

The construction method, as the bridge spans over a navigational channel 500m wide, requires the use of balanced cantilever construction without any temporary supports in the main span during construction. Each erection cycle has 4 segments on each deck, around 90 tons in weight which are erected from a 180-ton derrick located only on the south bound deck. A temporary tower located 45m from the main towers in the back span provides stability against wind loads and out of balance construction loads. The segments are match-cast with a wet joint 150mm deep provided every three cables, after segments 14,26,42,54,70,82.

The scale and size of the precast elements required custom designed temporary works to facilitate efficient construction. The influence of all the temporary elements and their sequencing had important effects on the permanent structure requiring a complex and detailed structural analysis of the construction process. Each construction cycle had unique items to consider that will be discussed: the transverse tower table at the towers being segmentally erected, the standard cycle, connection to the temporary stability pier, closure at the backspan pier, transition pier and main spans.

New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA). Geometry Control of the World´s Longest Span Precast Segmental Bridge



Figure 1. General view of the shipping canal with the old and new bridge during construction (April 2024).

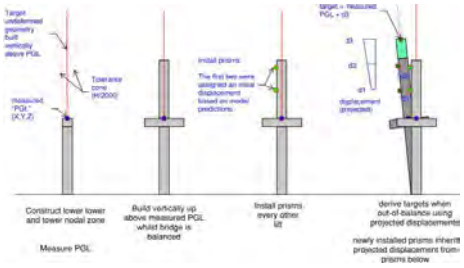


Figure 2. Schematics upper tower geometry control.

Quentin MARZARI
Civil Engineer. PE SE. Arup
Senior Engineer
Quentin.Marzari@Arup.com

Jonathan AYLWIN
Civil Engineer. PE.Associate. Arup
Jonathan.Aylwin@Arup.com

Matt CARTER
Civil Engineer. PE SE.
Engineer of Record.Arup
Matt.Carter@Arup.com

Manuel CONTRERAS PIETRI
Civil Engineer. PE. Carlos Fernandez Casado SL.
Director
MContreras@cfcsl.com

Alberto PÉREZ
Senior Engineer. Carlos Fernandez Casado SL.
APérez@cfsl.com

Antonio MARTÍNEZ CUTILLAS
Doctor Ingeniero de Caminos
Director. Carlos Fernandez Casado SL.
AMartínez@cfcsl.com

Keywords: geometry control, cable-stayed, precast segmental, balanced cantilever, closure

Abstract

The New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA) will be the world's longest span precast segmental bridge. The cable stayed bridge has a total length of 1004m (3294') with a span arrangement of 82-166-506-166-82m (270-546-1661-546-270'). The cable stayed system consists of a single plane of stays, in a semi harp arrangement, located in the centre of the bridge which is 45m wide (148' 3/8''). Each stay is made of two cables from 37 to 125 strands each, anchored in a precast delta frame which is connected to two precast segmental boxes 23m and 17m wide. The difference in width of the two boxes, due to the presence of a shared cycle pedestrian path on only one side of the bridge, introduces a slight asymmetry in both the concrete precast segments, and the delta frame.

The construction method, as the bridge spans over a navigational channel 500m wide, requires the use of balanced cantilever construction without any temporary supports in the main span during construction. Each erection cycle has 4 segments on each deck, around 90 tons in weight which are erected from a 180-ton derrick located only on the south bound deck. A temporary tower located 45m from the main towers in the back span provides stability against wind loads and out of balance construction loads. The segments are match-cast with a wet joint 150mm deep provided every three cables, after segments 14,26,42,54,70,82.

Due to the large scale of the bridge the geometry control required complex analysis using advanced structural models and a set of tools designed in conjunction with surveyors and site managers. The ARUP/CFC team was in constant communication with FDLLC representatives, exchanging information and analysis for several complex geometry control tools that were developed for delta frame erection, deck construction joint geometry, tower geometry, stay tensioning information and more.

Nuevo viaducto Barranco de la Bota (N-232). Diseño y construcción



Figura 1. Montaje de los arcos sobre el Barranco de la Bota.



Figura 2. Vista general del nuevo viaducto sobre el Barranco de la Bota.

Miguel RUPÉREZ ASTARLOA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de proyectos
miguel.ruperez@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
Alvaro.serrano@mc2.es

Gonzalo SANZ DÍEZ DE ULZURRUN CASALS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
Profesor Ayudante Doctor
g.ulzurrun@upm.es

Palabras clave: viaducto, arco, estructura metálica, trazado curvo, esviado, lanzavigas.

Resumen

El acondicionamiento del Puerto de Querol (N-232, Morella) incluía la construcción de una nueva carretera para el incremento de la capacidad y la mejora de la funcionalidad y la seguridad vial. Entre los 9 puentes requeridos por el nuevo trazado se encontraba el viaducto sobre el Barranco de la Bota que, debido a los condicionantes orográficos y de trazado, requería de una solución estructural diferente del resto. El viaducto se ha resuelto mediante tableros de vigas prefabricadas de hormigón, de 14.90-15.90 m de ancho y 30-40 m de luz, sobre pilas de doble fuste circular, de 1500 a 1800 mm de diámetro, y rematadas superiormente a través de una viga cabezal.

El nuevo viaducto debía integrarse en un trazado curvo, de radio variable los primeros 81 m, y constante de 550 m el resto de la estructura. Longitudinalmente, el tablero presenta una pendiente ascendente constante del 6%.

A pesar de la curvatura en planta del trazado, el estudio de alternativas concluyó que la solución más adecuada era materializar el vano principal mediante una pareja de arcos metálicos de 102 m de luz, dadas sus ventajas constructivas. El nuevo viaducto quedó formado por un total de 11 vanos así distribuidos: (2x36) - 102 - (3x36) - (4x40) m; dando lugar a una estructura de 482 m de longitud total. El tablero soportado por el arco, de 102 m de longitud, a su vez se subdivide en 4 vanos así distribuidos: 30-21-21-30 m.

Los dos arcos metálicos, que permiten salvar la luz del vano principal, están separados 9 m y se encuentran arriostrados entre sí mediante un sistema de cruces de San Andrés. Cada uno está formado por cajón rectangular hueco de ancho 1.20 m y canto variable entre 1.80 m y 1.20 m.

La construcción del viaducto se llevó a cabo empleando un equipo lanzavigas adaptado para la manipulación de las secciones de arcos metálicos y para un vano máximo de 102 m.

Puente arco del Este (East Bridge) sobre el río Jiangxi en Chengdu, China

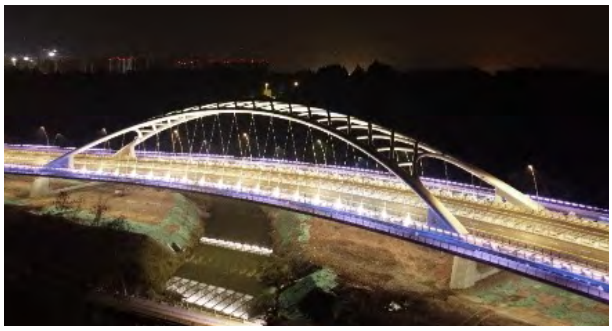


Figura 1. Vista aérea nocturna.



Figura 2. Vista aérea nocturna.

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
jmrojas@cfcsl.com

Pedram MANOUCHEHRI
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Universidad Politécnica de Madrid
pmanoucheri@cfcsl.com

Tianyi YING
Ingeniero Civil
SMEDI.
yingtianyi@smedi.com

Manuel VALERO BARAT
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
mvalero@cfcsl.com

Rafael GUILLÉN CARMONA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Estructuras Obra Civil Central
rguillen@sacyr.com

Rafael BATISTA TERRONES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SACYR
Jefe Oficina Técnica
rbatista@sacyr.com

Darío PÉREZ SEBASTIÁN
Arquitecto
Carlos Fernández Casado, S.P.- HUALCA
dario.perez@cfcsl-latam.com

Palabras clave: arco autoanclado, arco espacial, tablero ortótropo, arriostramiento espacial, uniones tubulares, ensayos a escala.

Resumen

El Puente del Este sobre el río Jiangxi es uno de los seis puentes emblemáticos previstos en el nuevo desarrollo urbano de Chengdu (China). Fue adjudicado en un concurso internacional restringido al consorcio hispano-chino Carlos Fernández Casado S.L & Shanghai Municipal Engineering Design.

Los requerimientos del concurso planteaban la ausencia de apoyos intermedios sobre el lecho del río y minimizar la ocupación de las márgenes donde discurre un parque peatonal. Se esperaba igualmente originalidad e innovación en la propuesta para que pasara a ser hito en el nuevo entorno urbano.

Se optó por una estructura de arco autoanclado con una luz principal de 152 m sobre el río y ampliada a ambos lados con dos luces adicionales sobre pilares de 24 m y 36 m. El tablero, de 50,2 m de ancho, alberga dos calzadas de tres carriles cada una, y zonas laterales para peatones y ciclistas y se resuelve con una estructura metálica con chapa ortótropa sobre dos nervios longitudinales y vigas transversales cada 5.0 m. La sección del arco es tubular de geometría variable

El desafío más destacado del diseño propuesta fue la forma de incorporar la curvatura en planta del tablero en la geometría del arco. Se adoptó para ello una geometría que seguía el trazado de la carretera lo que resulta en una geometría espacial.

Para controlar los empujes transversales se empleó el arriostramiento con la que los arcos crean una especie de estructura superficial. Simplificando su comportamiento puede asimilarse al de una celosía actuando los arcos como los cordones. El arriostramiento por tanto está activo ante cualquier carga del tablero y no solo se activa frente a acciones transversales. La eficiencia de la respuesta se completa con la rigidez aportada por el tablero y las péndolas

Un aspecto relevante del proyecto es el diseño y comprobación de los nudos en K y X del arriostramiento y arco. Se empleo una solución novedosa con anillos de rigidización internos. Además de las comprobaciones con modelos de FEM se llevaron a cabo ensayos a escala en la Universidad de Tongji, Shangai.

Gordie Howe International Bridge – construcción del tramo atirantado (torres y tablero)

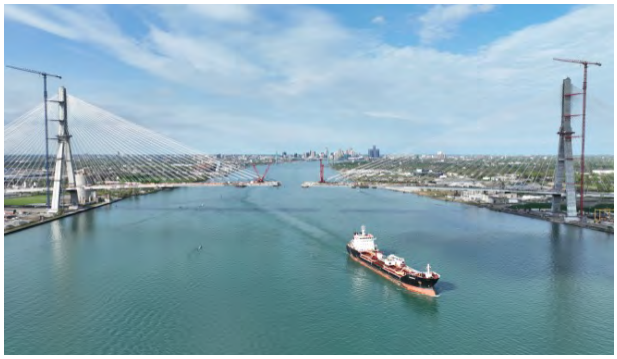


Figura 1. Vista lateral del puente.



Figura 2. Vista del puente desde la ribera del río.

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefe de Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales. Dirección Técnica
avazquezs@dragados.com

Antonio RÍOS UCHA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS-CANADA
Canadian Bridge Director (BNA Constructors Can.)
ariosu@dragados-canada.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefa del Departamento de Puentes, Estructuras,
Obras Marítimas y Geotecnia. Dirección Técnica
clucass@dragados.com

Carlos LÓPEZ MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS-CANADA
Deputy Technical Director (BNA Constructors Can)
clmartin@dragados-canada.com

Loukas ZANGOS
Ingeniero civil
DRAGADOS-CANADA
Deck Technical Coordinator (BNA Construct. Can.)
lzangos@dragados-canada.com

Palabras clave: puente atirantado, trepas, uniones atornilladas, grúa en tablero, medios auxiliares.

Resumen

Gordie Howe International Bridge es un nuevo puente que une Detroit (Michigan – USA) con Windsor (Ontario – Canadá), cruzando el Río Detroit. Este puente está formado por unos viaductos de acceso de 543.0 m en la zona de USA y 432.0 m en la zona de Canadá y un tramo atirantado de 1,562 m de longitud, con un vano central de 853 m (el mayor de Norteamérica).

Las torres del tramo atirantado son de hormigón armado con forma de "A" hasta la cota 314.215 (a unos 135m sobre el suelo y 94.5m por encima del tablero) y continúan como fuste único en todo el tramo superior donde se anclan los tirantes, hasta la cota 396.78. La ejecución de las torres ha sido mediante encofrado trepante, y se han empleado puntales provisionales entre las patas de las torres a dos alturas para controlar la flexión en las fases constructivas mientras la "A" no estaba cerrada.

La cimentación de las torres del tramo atirantado consiste en 2 encepados de 6 pilotes de Ø3.0m y 35m de profundidad por torre (uno para cada pata), unidos mediante una riostra postesada que recoge las cargas horizontales descompensadas que vienen por las patas de la torre.

El tablero es estructuralmente muy simple, compuesto por un emparrillado metálico al cual se unen los tirantes y donde se apoyan las losas prefabricadas del tablero configurando una estructura mixta. El emparrillado metálico está formado por una viga doble T continua en cada borde de aproximadamente 2.5m de canto, donde se ancla el extremo pasivo de los tirantes, vigas transversales del ancho completo del tablero cada 5m, y 3 vigas longitudinales auxiliares.

La construcción del vano central se hizo por avance en voladizo por el método "stick build", en el que se van colocando en altura de uno en uno los diferentes elementos del tablero (contrario al montaje por dovelas), con un ciclo nominal de duración típica de 11 días. Los vanos de acompañamiento se ejecutaron sobre apeos provisionales.

Gordie Howe International Bridge – construcción de los vanos de retenida del tramo atirantado



Figura 1. Vista de las torres de apeo provisional.



Figura 2. Vano de retenida apeado.

Antonio VÁZQUEZ SALGUEIRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefe de Servicio de Procesos Constructivos
y Trabajos Temporales. Dirección Técnica
avazquezs@dragados.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefa del Departamento de Puentes y Estructuras,
Obras Marítimas y Geotecnia. Dirección Técnica
clucass@dragados.com

Juan Antonio NAVARRO GONZÁLEZ-VALERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CFC-USA Corp
Lead Bridge Engineer
janavarro@cfcsl.com

Javier MILIAN MATEOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor
Lead Bridge Engineer
jmm@fhecor.es

Palabras clave: puente atirantado, medios auxiliares, vano acompañamiento, apeos.

Resumen

Gordie Howe International Bridge es un nuevo puente que une Detroit (Michigan – USA) con Windsor (Ontario – Canadá), cruzando el Río Detroit. Está formado por unos viaductos de acceso de 543.0 m en la zona de USA y 432.0 m en la zona de Canadá y un tramo atirantado de 1,562 m de longitud, con un vano central de 853 m (el mayor de Norteamérica) y vanos de acompañamiento de 357m (USA) y 352m (Canadá).

Al estar los vanos de retenida sobre tierra, era posible el acceso de grúas de gran tonelaje, por lo que se optó por montar los vanos de retenida cimbrados en vez de construirlos, al igual que el vano central, por avance en voladizo. Esto permitió, entre otras cosas:

- Construir el vano central, de 853 m de longitud, por avance en voladizo simple, con la retenida ya construida, lo que aumentó de forma considerable la seguridad de toda la obra.
- Asegurar mejor el plazo de construcción total, permitiendo avances en los vanos de acompañamiento fuera del ciclo de montaje del vano central.
- Un control geométrico con menos incertidumbres
- Permitir una mejor sujeción del tablero en construcción frente a las acciones de viento.

El sistema de apeo utilizado consistió en unos marcos de apoyo “minimalistas”, diseñados para soportar tanto el peso del vano de retenida (antes de la colocación de los tirantes) como las cargas de tiro que las hipótesis pésimas de viento durante el montaje podían producir. Parte importante del diseño de estas torres fue la posibilidad de gatear la estructura para redistribuir las cargas y así modificar la ley de esfuerzos, lo que permitió una mayor optimización en el diseño del tablero y la consideración de un desmontaje rápido que minimizara el duración de la situación intermedia del puente sobre la cimbra parcialmente desmontada.

Esta ponencia describe la solución de cimbra empleada, las optimizaciones y afecciones sobre el diseño del tablero y el proceso de desmontaje.

Proyecto y construcción del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser



Figura 1. Pattullo Bridge – Vista general.





Figuras 2 y 3. Pattullo Bridge. – Avance por voladizos sucesivos e instalación de tirantes.

Peter WALSER
Dipl.-Ingw
Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
Director técnico
peter.walser@lap-consult.com

Rafael RODRÍGUEZ MOLINA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
Ingeniero de proyectos
rafael.rodriguez@lap-consult.com

Victor ALVADO BENÍTEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
Ingeniero de proyectos
victor.alvado@lap-consult.com

Kilian KARIUS
Dipl.-Ing.
Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
Ingeniero de proyectos
kilian.karius@lap-consult.com

Palabras clave: puente atirantado, puente mixto, construcción por voladizos sucesivos; tirantes.

Resumen

El puente de Pattullo, abierto al tráfico en 1937, es una conexión vital que salva el río Fraser entre las ciudades de Surrey y New Westminster. Se trata de un puente arco metálico que muestra claros signos de deterioro estructural y falta de capacidad o seguridad vial.

El artículo presenta los aspectos fundamentales del diseño y construcción del nuevo puente, mientras que los aspectos más específicos de la misma se tratan en otras ponencias.

El nuevo puente de Pattullo, actualmente en construcción, tiene una longitud total de 1235 m, dividiéndose en un puente principal atirantado y un viaducto de acceso de longitudes 770 y 465 m respectivamente. El puente atirantado consta de un vano principal de 332 m, dos vanos de compensación de luces 162 y 84 m, así como un gálibo de navegación de 47 m.

El vano atirantado se sustenta en un único pilono de 167 m de altura en forma de doble H con fustes en sección cajón rectangular en hormigón armado, y riostras transversales postesadas.

El tablero, de tipología mixta, se compone de un emparrillado metálico formado por de vigas en acero auto-patinable de alta resistencia y losa colaborante a partir de prelosas de hormigón prefabricado de canto completo solidarizadas mediante juntas hormigonadas in-situ.

El sistema de atirantamiento se materializa mediante haces de torones paralelos auto-protegidos y vainas generales, con un número de cordones comprendido entre 23 y 80 ϕ0,6”. Todos los tirantes están dotados de amortiguadores hidráulicos tri-axiales de carrera ampliada.

El procedimiento de construcción del puente principal es el de voladizos sucesivos con dovelas de 13,5 m en el vano atirantado y el primer vano de compensación, mientras que en el resto del puente se procede con una construcción con apeos provisionales.

Proyecto de sustitución del puente de Pattullo: viaducto de aproximación norte



Figura 1. Vista general del nuevo puente de Pattullo.



Figura 2. Diafragma de Apoyo de N2.

Peter WALSER
Dipl.-Ing.
LEONHARDT, ANDRÄ UND PARTNER VBI AG
Senior Project Manager, Corporate Officer
peter.walser@lap-consult.com

Victor ALVADO BENÍTEZ
M.Sc. Civil Engineering
LEONHARDT, ANDRÄ UND PARTNER VBI AG
Structural Engineer
victor.alvado@lap-consult.com

Arturo RUIZ DE VILLA VALDÉS
M.Sc. Civil Engineering
AR2V INGENIERÍA
Managing Director
arturo.ruizdevilla@ar2v.com

Yolanda RODRÍGUEZ SALGADO
M.Sc. Civil Engineering
AR2V INGENIERÍA
Structural Engineer
yolanda.rodriguez@ar2v.com

Palabras clave: puente atirantado, multijácena, diagonalización transversal, diafragma de apoyos.

Resumen

El proyecto de reemplazo del puente Pattullo es una obra de infraestructura de gran envergadura ubicada en Columbia Británica, Canadá. La Unión Temporal de Empresas (UTE) adjudicataria fue contratada para reemplazar el antiguo puente Pattullo, que conecta las ciudades de Surrey y New Westminster, cerca de Vancouver.

El puente principal de la nueva conexión consiste en un gran puente atirantado con una luz principal de 332 m que cruza el río Fraser. Soporta un tablero de 29 m de ancho a lo largo de 770 m, distribuido en cinco vanos de 77 + 115 + 332 + 162 + 84 m respectivamente.

Este documento se centra en el viaducto del acceso norte, que corresponde al tramo del puente que se extiende desde el estribo N3 en la margen norte del río hasta el final del voladizo más allá del pilar N1, donde se conecta con el resto del tramo principal.

Se trata de un tablero mixto de acero-hormigón, formado por múltiples vigas, con luces de 77 m (vano N3-N2), 115 m (vano N2-N1) y un voladizo de 47,375 m (N1-MB), lo que resulta en un segmento total de 239,375 m de longitud. El tablero presenta una planta en escuadra y una bifurcación del trazado de la carretera principal hacia la rampa este, lo que conlleva una geometría del tablero muy compleja y variable.

El artículo describe el diseño del tablero de acero, las uniones atornilladas y los procedimientos de montaje empleados durante el diseño del puente. También se analizan aspectos relacionados con el análisis dependiente del tiempo de la secuencia constructiva, así como el detalle estructural frente a fatiga y los riesgos de pandeo de las almas de acero de gran altura.

Aspectos particulares del proyecto del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser

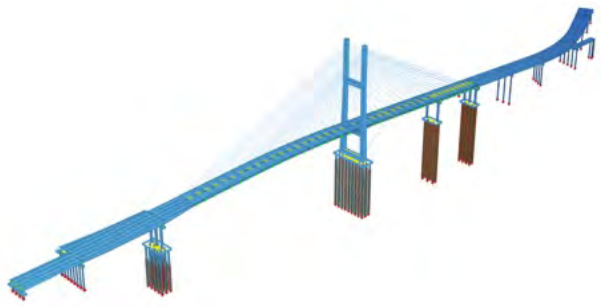


Figura 1. Pattullo Bridge – Vista general del modelo de cálculo.



Figura 2. Pattullo Bridge – Ensayos de túnel de viento.

Peter WALSER
Dipl.-Ingw
Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
Director técnico
peter.walser@lap-consult.com

Petr NOVÁK
ing. Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
Ingeniero de Proyectos
petr.novak@lap-consult.com

Victor ALVADO BENÍTEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
Ingeniero de proyectos
victor.alvado@lap-consult.com

Palabras clave: puente atirantado, puente mixto, construcción por voladizos sucesivos, tirantes, sismo.

Resumen

El proyecto del nuevo puente de Pattullo consta de una multitud de aspectos singulares a considerar en el diseño que exceden el proceder habitual de cálculo o el alcance de la normativa canadiense.

Para las comprobaciones ha sido necesario desarrollar numerosos estudios tanto en régimen lineal como no-lineal para el cálculo general, o de las correspondientes etapas del proceso evolutivo. Otro factor de peso fue el comportamiento de los aparatos de apoyo verticales, de tipo elastomérico con núcleo de plomo de elevada capacidad, que han sido validados mediante ensayos bajo las condiciones de un sismo de periodo de retorno de 975 años.

El cálculo consta igualmente de un amplio estudio dinámico, validando mediante análisis paso a paso en el tiempo los resultados del espectro de respuesta para un sismo con periodo de retorno 2475 años y múltiples condiciones geotécnicas. Como consecuencia, las juntas de dilatación modulares han de soportar carreras significativas, con un máximo de ±1800 mm en sentido longitudinal y de ±1200 mm en transversal.

El estudio del proceso evolutivo se encuentra condicionado por la capacidad de los medios auxiliares y la resistencia del propio tablero sin la presencia de tirantes durante las etapas iniciales del ciclo de construcción típico. Asimismo, se han implementado modelos locales para elementos singulares como los cajones transversales situados sobre pilas, los elementos de anclaje de los tirantes a torre o a tablero, o de estabilidad de tirantes frente a fenómenos de excitación paramétrica, con el consiguiente estudio de amortiguamiento externo. La seguridad frente a otras acciones como el incendio o la pérdida simultánea de varios cables ha sido igualmente objeto de estudio.

Por último, el puente ha sido objeto de ensayos en túnel de viento de capa límite, tanto seccionales como completos a escala reducida para definir tanto acciones como posibles inestabilidades.

Diseño y construcción del puente atirantado de Danjiang en Taiwán



Figura 1. Vista general (visualización de Zaha Hadid 2024).



Figura 2. Construcción del pilono.

Kilian KARIUS
Dipl.-Ing Civil Engineer
LEONHARDT, ANDRÄ UND PARTNER
Project Manager Structural Engineer
kilian.karius@lap-consult.com

Michael MÜLLER
Dipl.-Ing Civil Engineer
LEONHARDT, ANDRÄ UND PARTNER
Executive Board Member
michael.mueller@lap-consult.com

Wen Kai CHEN
Dipl.-Ing Civil Engineer
LEONHARDT, ANDRÄ UND PARTNER
Structural Engineer
wenkai.chen@lap-consult.com

Rafael RODRÍGUEZ
Dipl.-Ing Civil Engineer
LEONHARDT, ANDRÄ UND PARTNER
Structural Engineer
rafael.rodriguez@lap-consult.com

Fernando GUTIÉRREZ MANZANEDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Leonhardt, Andrä und Partner
rafael.rodriguez@lap-consult.com

Palabras clave: puente atirantado, diseño sísmico, encofrado trepante, cálculo dinámico, arquitectura.

Resumen

La construcción del puente Danjiang y su vía de acceso constituye el proyecto de transporte más importante del norte de Taiwán. Ubicado en la desembocadura del río Tamsui, junto al estrecho de Taiwán, el puente Danjiang está destinado a convertirse en un hito emblemático, enmarcado por los famosos atardeceres de Tamsui.

Nuestra solución de diseño consiste en un puente atirantado con un solo mástil, concebido por nuestro equipo compuesto por Sinotech Engineering Consultants, Leonhardt Andrä und Partner y Zaha Hadid Architects.

El puente se encuentra actualmente en construcción y será el puente atirantado asimétrico con una sola torre más grande del mundo. El tramo principal del puente Danjiang tiene 920 m de longitud, con una luz principal de 450 m y un gálibo de navegación de 20 m. El ancho total del puente es de 44,70 m entre barandillas. En cada sentido de circulación, el tablero alberga un carril VAO / vía de tranvía (LRT), dos carriles de tráfico con arcenes, un carril para motocicletas de 2,5 m de ancho y una acera peatonal de 5 m de ancho.

El pilón de hormigón alcanza los 200 m de altura sobre el nivel del agua, con dos fustes que se unen a 45 m por encima del tablero y dos prolongaciones arquitectónicas en la parte superior. Además de las cargas de tráfico, el diseño estructural ha debido considerar rigurosamente los efectos sísmicos severos y las cargas de viento asociadas a tifones.

La articulación estructural del puente incluye apoyos pendulares de fricción unidireccionales y dispositivos hidráulicos de disipación, con el fin de garantizar un rendimiento óptimo.

Este artículo expone los desafíos de diseño relacionados con las formas complejas del hormigón, que requirieron el uso de encofrados trepantes especializados, la gestión de altísimas cargas sísmicas, los retos derivados de las cargas de viento, y las principales soluciones estructurales adoptadas para cada uno de los elementos.

Parametrización de tres prototipos de puente vial



Figura 1. Puentes Paramétricos Bicontentio (izquierda) y Monocontentio (derecha).

Lore MUTILOA ALBIZURI
Ingeniera de Caminos
ANTA Ingeniería Civil , SLP
Ingeniera estructural
lma@anta-ic.com

Mario GUISASOLA RON
Dr. Ingeniero de Caminos
ANTA Ingeniería Civil , SLP
Director
mgr@anta-ic.com

Palabras clave: empotramiento, canto variable, puente bijácena, parametrización, estética.

Resumen

Habitualmente el diseño de un puente ofrece una respuesta especifica a los requisitos técnicos y funcionales de unas condiciones de contorno concretas. La solución se basa en mayor o menor medida en casos anteriores de éxito pero se afana en responder directamente al reto planteado para el lugar en cuestión. El diseño paramétrico se basa en una respuesta metódica a determinadas condiciones de contorno para dar lugar a nuevos diseños.

El diseño de prototipos de puentes paramétricos conlleva una delimitación de las condiciones de contorno que los configuran, una minuciosa selección de los elementos que los componen, una definición geométrica precisa de la forma estructural y una comprensión de su trabajo resistente.

La tipología adoptada para los tres prototipos analizados corresponde a la de un puente rodado bijácena metálico constituido por dos vigas cajón principales, solidarizadas por viguetas transversales, sobre las que se hormigona una losa de tablero que sirve de apoyo al pavimento. Las vigas principales pueden apoyarse en dos, tres, o cuatro ejes de apoyo según el puente sea isostático o se empotre en uno, o en ambos estribos. La parametrización de los prototipos es válida para anchuras de calzada entre 4 y 15 metros y luces comprendidas entre 20 y 66 metros.

El alzado del puente Von Mises se basa en el criterio de comparación de Von Mises de una viga biapoyada de canto constante. El del prototipo Monocontentio es una copia de la ley de momentos de una viga empotrada- apoyada y el del puente Bicontentio es un reflejo de la ley de momentos de una viga biempotrada. Se presenta un ejemplo construido de un puente Monocontentio y otro Bicontentio de uso vial.

New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA) Global Structural Analysis of The World's Longest Span Precast Segmental Bridge



Figure 1. New Harbor Bridge. Construction status April 2024.

Matt CARTER
Civil Engineer MSc
ARUP
Principal. EOR
Matt.carter@arup.com

Antonio MARTINEZ CUTILLAS
Ingeniero de Caminos CyP.
Carlos Fernandez Casado SL
Director
amartinez@cfcsl.com

Marcos SANCHEZ SANCHEZ
Ingeniero de Caminos CyP
ARUP
Director
marcos.sanchez@arup.com

Manuel CONTRERAS PIETRI
Civil Engineer MSc. PE
Carlos Fernandez Casado SL
Director
mcontreras@crcsl.com

Cian LONG
Civil Engineer MSc
ARUP
Senior Engineer
Cian.long@arup.com

Borja MARTIN MARTINEZ
Civil Engineer MSc.
Carlos Fernandez Casado SL
Senior Structural Engineer
bmartin@cfcsl.com

Keywords: cable stayed, precast segmental, delta frame, balanced cantilever construction, global analysis.

Abstract

The New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA) will be the world's longest span precast segmental bridge. The cable stayed bridge has a total length of 1004m (3294') with a span arrangement of 82-166-506-166-82m (270-546-1661-546-270'). The cable stayed system consists of a single plane of stays, in a semi harp arrangement, located in the centre of the bridge which is 45m wide (148' 3/8''). Each stay is made of two cables from 37 to 125 strands each, anchored in a precast delta frame which is connected to two precast segmental boxes 23m and 17m wide. The difference in width of the two boxes, due to the presence of a shared cycle pedestrian path on only one side of the bridge, introduces a slight asymmetry in both the concrete precast segments, and the delta frame.

The construction method, as the bridge spans over a navigational channel 500m wide, requires the use of balanced cantilever construction without any temporary supports in the main span during construction. Each erection cycle has 4 segments on each deck, around 90 tons in weight which are erected from a 180-ton derrick located only on the south bound deck. A temporary tower located 45m from the main towers in the back span provides stability against wind loads and out of balance construction loads. The segments are match-cast with a wet joint 150mm deep provided every three cables, after segments 14,26,42,54,70,82.

The analysis of the structure required the combined use of several local and global models. The main global model was developed in Sofistik using a modified grillage model. In this model additional elements were introduced transversely to capture the local effects induced by the distortion of the cross section due to the cable force being applied in the centre of the deck between the boxes. An additional model in RM Bridge was used to evaluate the effects of wind-structure interaction including wind buffeting both for the service and during construction.

New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA) Local Structural Analysis of The World's Longest Span Precast Segmental Bridge

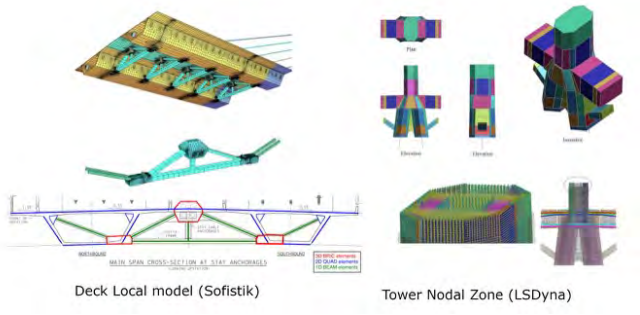


Figure 1. New Harbor Bridge : Local models for the deck and the nodal zone.

Matt CARTER
Civil Engineer MSc
ARUP
Principal. EOR
Matt.carter@arup.com

Antonio MARTINEZ CUTILLAS
Ingeniero de Caminos CyP.
Carlos Fernandez Casado SL
Director
amartinez@cfcsl.com

Marcos SANCHEZ
Ingeniero de Caminos CyP.
ARUP
Director
Marcos.sanchez@arup.com

Manuel CONTRERAS PIETRI
Civil Engineer MSc. PE
Carlos Fernandez Casado SL
Director
mcontreras@crcsl.com

Luke TARASUIK
Civil Engineer MSc
ARUP
Associate
Luke.Tarasuik@arup.com

Silvia FUENTES GARCIA
Civil Engineer MSc.
Carlos Fernandez Casado SL
Senior Structural Engineer
sfuente@cfcsl.com

Keywords: cable stayed, precast segmental, delta frame, balanced cantilever construction, local analysis.

Abstract

The New Harbor Bridge in Corpus Christi (Texas, USA) will be the world's longest span precast segmental bridge. The cable stayed bridge has a total length of 1004m (3294') with a span arrangement of 82-166-506-166-82m (270-546-1661-546-270'). The cable stayed system consists of a single plane of stays, in a semi harp arrangement, located in the centre of the bridge which is 45m wide (148' 3/8''). Each stay is made of two cables from 37 to 125 strands each, anchored in a precast delta frame which is connected to two precast segmental boxes 23m and 17m wide. The difference in width of the two boxes, due to the presence of a shared cycle pedestrian path on only one side of the bridge, introduces a slight asymmetry in both the concrete precast segments, and the delta frame.

The construction method, as the bridge spans over a navigational channel 500m wide, requires the use of balanced cantilever construction without any temporary supports in the main span during construction. Each erection cycle has 4 segments on each deck, around 90 tons in weight which are erected from a 180-ton derrick located only on the south bound deck. A temporary tower located 45m from the main towers in the back span provides stability against wind loads and out of balance construction loads. The segments are match-cast with a wet joint 150mm deep provided every three cables, after segments 14,26,42,54,70,82.

The analysis of the structure required the combined use of several local and global models. The main global model was developed in Sofistik using a modified grillage model and several detailed local models were created in different software to verify the behaviour. The delta frame, which is a separate precast element, transfers the load between the anchor block for the stays and the concrete boxes. The delta frame is post-tensioned after its installation and the local model used a combination of 1D, 2D and 3D elements along with STM analysis for its verification.

The pylon-deck intersection, which is integral and also constructed using precast segments built by cantilevering transversally, used a fully nonlinear 3D model carried out in LSDYNA and Abaqus. Finally the interaction between the steel anchor box and the concrete tower will be discussed.

Thame Valley - viaducto DFMA para HS2 en el Reino Unido



Figura 1. Alzado del viaducto como sucesión de vanos cortos.

Fernando MADRAZO AGUIRRE
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
COW, Londres, Reino Unido
Asociado
femz@cowi.com

Palabras clave: alta velocidad, puentes, hormigón, prefabricación, cero neto, DfMA, descarbonización, HS2.

Resumen

HS2 es la nueva línea de alta velocidad ferroviaria que conectará Londres con la ciudad de Birmingham en el Reino Unido. Dentro de esta línea, se han diseñado varios viaductos, entre los que se encuentra Thame Valley Viaduct. Se trata de un viaducto de 880m de longitud que alberga dos vías en placa. Debido a la necesidad de acelerar el programa de construcción, COWI ha trabajado junto a EKFB (Eiffage, Kier, Ferrovial, BAM), FCCS (Ferrovial Construction Civils Solutions) y Pacadar para diseñar un viaducto siguiendo principios de DfMA (Design for Manufacture and Assembly).

La estrategia de diseño ha sido incrementar en la medida de lo posible la proporción de prefabricación para permitir una rápida construcción en obra, además de otras ventajas que se mencionan en el artículo. Esto ha requerido una estrecha colaboración entre las organizaciones mencionadas, así como con la cadena de suministro en la propia fase de diseño. Este artículo explica este proceso, así como la propuesta conceptual y el diseño constructivo del viaducto. En particular, se citan algunas medidas adoptadas para permitir la construcción de un puente con varios elementos prefabricados. Se explican también algunas de las particularidades de la alta velocidad en el Reino Unido, y en concreto en HS2, que han condicionado el diseño. El viaducto se encuentra actualmente en construcción, y también se describen algunas particularidades de la misma.

El artículo finaliza con algunas consideraciones ambientales, centrándose en aspectos de eficiencia del diseño en cuanto a su huella de carbono según la escala SCORBS.

Viaducto de Zumelegui. LAV Vitoria – Bilbao – San Sebastián: tramo Elorrio – Elorrio



Figura 1. Viaducto de Zumelegui en construcción.



Figura 2.Viaducto de Zumelegui. Ejecución de dovelas de cierre.

Pablo GRANDÍO NOCHE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
pgrandio@k2ingenieria.es

Jorge CASCALES FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director Técnico
jcascales@k2ingenieria.es

Sergio COUTO WÖRNER
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director General
scouto@k2ingenieria.es

Ricardo RICO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director de Ingeniería
rrico@k2ingenieria.es

Palabras clave: alta velocidad, voladizos sucesivos, cajón pretensado, transmisores de impacto.

Resumen

El viaducto de Zumelegui es una estructura con una longitud de 481 metros, dividido en 7 vanos con un reparto de luces de 51+75+80+85+85+67+38 metros, que pertenece al tramo Elorrio-Elorrio de la Línea de Alta Velocidad Vitoria-Bilbao-San Sebastián. Está situado en un enclave de gran belleza en un valle rodeado de montañas.

El tablero se resuelve por medio de una viga-cajón de hormigón postesado que está rígidamente unido a las cuatro pilas centrales, a partir de las cuales comienza su construcción mediante el sistema de voladizos sucesivos. El primer y último vano se hormigonan sobre cimbra y están apoyadas mediante aparatos de apoyo tipo Pot en pilas y estribos.

La viga-cajón tiene un canto variable que parte de los 4.25 metros en el vano 1, y a partir del vano 2 aumenta hasta llegar a valores máximos sobre las pilas, 6.5 metros sobre pilas 2 y 5, y 7.0 metros sobre pilas 3 y 4; y mínimos de 3.25 metros en el centro de los vanos centrales y en el último vano.

El diseño de las pilas se ha realizado intentando lograr un compromiso entre una rigidez mínima, que garantice la seguridad en construcción, y la máxima esbeltez posible para minimizar los esfuerzos debido a deformaciones impuestas en situación de servicio.

Para resistir las acciones horizontales en el estribo 2 se han situado transmisores de impacto con limitación de fuerza máxima. De esta manera, el comportamiento del viaducto ante deformaciones impuestas viene determinado por la vinculación rígida entre el tablero y las 4 pilas centrales, ya que estos dispositivos no ejercen coacción ante las acciones lentas. Ante acciones rápidas, sin embargo, los transmisores de impacto se diseñan con capacidad para resistir los esfuerzos con un desplazamiento mínimo en colaboración con las pilas centrales.

Puente bioceánico entre Paraguay (Carmelo Peralta) y Brasil (Porto Murtinho)



Figura 1. Viaducto de Zumelegui en construcción.



Figura 2. Viaducto de Zumelegui. Ejecución de dovelas de cierre.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Santiago GUERRA SOTO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Internacional
sguerra@arenasing.com

José Luis PANDO ANTA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Oficina Perú
jlpando@arenasing.com

Miguel GULÍAS GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Ingeniero de Estructuras
mgulias@arenasing.com

Palabras clave: atirantado, internacional, hormigón, Brasil, Paraguay, pilono.

Resumen

Arenas & Asociados ha desarrollado, junto al Consorcio PROINTEC el diseño conceptual y ejecutivo del Puente Binacional entre las localidades de Carmelo Peralta (Paraguay) y Porto Murtinho (Brasil) sobre el río Paraguay. Este puente formará parte de la Ruta Bioceánica, conectando los puertos chilenos de Antofagasta e Iquique sobre el Océano Pacífico con el puerto brasileño de Santos en el Océano Atlántico. El puente tiene una longitud total de 1,294 m con un ancho de 20.1 m, estando constituido por sendos viaductos de acceso en las márgenes paraguaya y brasileña de 301 y 361 m respectivamente, y un tramo central formado por un puente atirantado simétrico de 632 m de longitud, con vano central de 350 m de luz salvando el río Paraguay, permitiendo el paso de dos Barcazas Jumbo de la Hidrovía Paraguay-Paraná.

Los viaductos de acceso se resuelven con vanos de ocho vigas de hormigón pretensado. La luz de cada vano es de 30 m, apoyando en pilas en forma de π.

El puente atirantado se resuelve íntegramente en hormigón, por durabilidad y en consonancia con los materiales disponibles en la zona y la experiencia constructiva de la región. Los pilonos en forma de H, con una altura de 125 m sobre el terreno, y doble plano de atirantamiento constituyen las puertas de entrada al Brasil y al Paraguay. El tablero, concebido como dos nervios longitudinales en hormigón conectados mediante diafragmas transversales, será construido in situ mediante avance en voladizos sucesivos. En los vanos laterales del puente atirantado se disponen tres pilas de retenida que mejoran el comportamiento deformacional y dinámico del puente.

Arenas & Asociados participa en la fiscalización de la construcción, que, dentro de la Ruta Bioceánica, servirá para la transformación de la Economía Regional, beneficiando al Sector de Agronegocios, Producción Industrial y Turismo, impulsando el Intercambio Cultural y Tecnológico.

Viaductos de Bolintxu. Diseño



Figura 1. Vista general abatimiento.



Figura 2. Vista inferior.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Alejandro GODOY ANSÓTEGUI
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de Proyectos, Santander
agodoy@arenasing.com

Emilio MERINO RASILLO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director, Madrid
emerino@arenasing.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jgonzalez@arenasing.com

Jesús POSADAS CARMONA
Ing. Técnico de Obras Públicas
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Control y Supervisión de Obra
jposadas@arenasing.com

Palabras clave: arco mixto, rótulas deslizantes, abatimiento, paramétrico, BIM.

Resumen

El presente artículo se centra en las características del diseño de los viaductos de Bolintxu. Enmarcados dentro de las actuaciones de la Infraestructura del Tramo 9B, Bolintxu-Venta Alta de la Fase I de la Variante Sur Metropolitana de Bilbao, estas estructuras salvan el valle homónimo conectando los túneles de Seberetxe y Arnotegi en ambas laderas. El valle es un área medioambientalmente muy sensible, ubicado dentro de una zona protegida, lo que condicionó de forma definitiva tanto el diseño como el procedimiento constructivo utilizado.

El requisito de una construcción respetuosa con el valle, así como el escaso espacio disponible en ambas laderas, requirieron de una solución singular, por medio de unos arcos mixtos de gran rebajamiento, construyendo los semiarcos en vertical y posteriormente abatiéndolos.

Las luces de ambas estructuras alcanzan los 162 y 142 metros, con arcos de 143 y 128m de luz respectivamente.

Los arcos, formados por dos cajones metálicos paralelos de directriz parabólica, se diseñan con una relación flecha/luz de 1/11, minimizando así la afección al valle. La construcción en vertical de los semiarcos se aprovecha para el relleno interior con hormigón autocompactante de 60 MPa, garantizando la continuidad de la sección mixta y salvaguardando, además, al valle de posibles vertidos.

El tablero se resuelve mediante dos cajones metálicos longitudinales y un entramado de vigas transversales y costillas, que conjuntamente con la losa superior conforman un tablero mixto.

La vinculación entre arco y tablero se realiza mediante montantes metálicos articulados, dispuestos cada 10m en dirección normal al arco, presentando en la zona central una zona maclada en la que arco y tablero quedan solidarios.

Toda la estructura se ha diseñado en acero corten, sin necesidad protección superficial, reduciendo los costes de mantenimiento, con los consiguientes beneficios medioambientales.

Arenas & Asociados ha sido el autor del proyecto y responsable de la ingeniería de construcción, implementando procesos de digitalización y parametrización en su diseño y control.

Viaductos de Bolintxu. Proceso constructivo



Figura 1. Bombeo de hormigón al interior del tramo.



Figura 2. Vista general abatimiento.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Alejandro GODOY ANSÓTEGUI
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de Proyectos, Santander
agodoy@arenasing.com

Rafael MARTINEZ
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Mammoet
Sales Manager
Rafael.Martinez@mammoet.com

Emilio MERINO RASILLO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director, Madrid
emerino@arenasing.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jgonzalez@arenasing.com

Jesús POSADAS CARMONA
Ing. Técnico de Obras Públicas
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Control y Supervisión de Obra
jposadas@arenasing.com

Verónica ARRAYAGO
Ingeniera Civil
MAMMOET
Project Manager
veronica.arrayago@mammoet.com

Palabras clave: arco mixto, rótulas deslizantes, abatimiento, monitorización.

Resumen

El presente artículo se centra en los aspectos más relevantes de la construcción de los viaductos de Bolintxu. Estas estructuras salvan el valle homónimo conectando los túneles presentes en ambas laderas. El valle es una zona medioambientalmente protegida, lo que condiciona el diseño y procedimiento constructivo, resuelto mediante arcos mixtos de gran rebajamiento, construidos en vertical y posteriormente abatidos.

Las cimentaciones, formadas por grandes zapatas escalonadas, son compartidas por los arranques del arco, donde se instalan las rótulas provisionales de giro, y los estribos.

Los semiarcos metálicos se construyen en vertical por tramos, mediante grúas, anclándose a torres auxiliares. En cada junta, y tras la soldadura con el tramo precedente, se realiza la conexión de la ferralla interior y se procede al llenado interior de hormigón.

Una vez completados los semiarcos, con alturas de hasta 71m y 1150 tn de peso, se procede al abatimiento, operación que se realiza por medio de un pórtico metálico triangular orientable que aloja las unidades hidráulicas, requiriéndose 2 gatos de 1250 tn por semiarco. La maniobra se inicia con la rotura de equilibrio, continuando con el descenso progresivo de los semiarcos hasta su encuentro, momento en el que se procede al cierre en clave, dando continuidad a la sección mixta del arco. La seguridad de la operación se controló mediante la monitorización de los principales elementos y el seguimiento de la geometría mediante estaciones totales robotizadas.

Finalmente, la construcción se completa con el montaje por tramos del tablero y montantes, y la posterior ejecución de la losa.

La construcción de los viaductos de Bolintxu ha supuesto un gran desafío técnico, con el uso de la innovadora tipología mixta, un complejo e impresionante procedimiento de construcción mediante abatimiento y un diseño medioambientalmente sostenible.

Arenas & Asociados es el autor del proyecto y responsable de la ingeniería de construcción, siendo Mammoet la empresa de heavy lifting encargada de la maniobra de abatimiento.

La vinculación entre arco y tablero se realiza mediante montantes metálicos articulados, dispuestos cada 10m en dirección normal al arco, presentando en la zona central una zona maclada en la que arco y tablero quedan solidarios.

Toda la estructura se ha diseñado en acero corten, sin necesidad protección superficial, reduciendo los costes de mantenimiento, con los consiguientes beneficios medioambientales.

Arenas & Asociados ha sido el autor del proyecto y responsable de la ingeniería de construcción, implementando procesos de digitalización y parametrización en su diseño y control.

Viaducto atirantado de alta velocidad en Hernani



Figura 1. Vista del tramo central del viaducto de Hernani.



Figura 2. Vano atirantado sobre el río Urumea.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Pablo ALFONSO DOMÍNGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
palfonso@arenasing.com

Ysabel GUIL CELADA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
yguil@arenasing.com

Itziar Amaya FERNÁNDEZ HERNÁNDEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Euskal Trenbide Sarea
Directora de Obra
iafernandez@ets-rfv.eus

María Teresa CALLEJA ORIA
Ingeniera Técnica de Obras Públicas
Sacyr
Jefe de Oficina Técnica
mcalleja@sacyr.com

Narciso PULIDO ASÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Gerente - Jefe de Proyecto. Dpto. Ingeniería
npulido@sacyr.com

Palabras clave: construcción de estructuras, ferrocarril, alta velocidad, puente atirantado, sección artesa.

Resumen

El Tramo Central del Viaducto de Hernani, en el tramo Hernani - Astigarraga de la de Nueva Red Ferroviaria del País Vasco, es el primer puente con vanos atirantados de la red de Alta Velocidad en España (diseñado para una velocidad de 200 km/h).

El viaducto se divide en dos tramos separados por un estribo, que actúa como punto fijo de ambos. La solución adoptada está condicionada por la cota de la traza, limitada por pasar bajo un viaducto de autovía, respetando el gálibo requerido por la vía, y los cruces sobre el río Urumea, debiendo igualmente respetarse el gálibo hidráulico establecido por confederación. Así la tipología adoptada es la de un tablero continuo de hormigón pretensado, con vanos tipo de hasta los 31 metros, con la excepción de los cruces sobre el río Urumea, que obligan a adoptar una luz de 67,70 m el tramo 1 y de 120 m en el tramo 2. Para resolver estos vanos, se opta por reforzar la estructura por medio de atirantamiento superior desde mástiles verticales, configurando dos vanos atirantados, con esquema asimétrico de un solo mástil y simétrico de doble mástil, respectivamente.

La sección resistente del tablero está compuesta por dos cordones longitudinales de hormigón pretensado unidos transversalmente mediante costillas de hormigón de canto variable, separadas aproximadamente 3,00 m, sobre la que se dispone una losa, que sirve de soporte a la superestructura. Los mástiles son metálicos con sección cajón variable y orejetas de anclaje para tirantes con terminales tipo horquilla en ambos extremos. Las orejetas de anclaje en el tablero son también metálicas y se conectan a ambas vigas laterales del tablero, mediante pernos conectadores y barras pretensadas verticales, de acero de alta resistencia.

Estructuras de acceso al puerto de Santander



Figura 1. Aspecto final de las Estructuras de Acceso al Puerto de Santander.



Figura 2. Vista cenital de Estructuras de Acceso al Puerto de Santander durante ejecución.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Alejandro GODOY ANSÓTEGUI
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de Proyectos, Santander
agodoy@arenasing.com

Emilio MERINO RASILLO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director de Oficina, Madrid
emerino@arenasing.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jgonzalez@arenasing.com

Palabras clave: bijáceno mixto, estructura mixta, diseño paramétrico.

Resumen

La mejora de los Accesos al Puerto de Santander desde la A-67 es una nueva infraestructura inaugurada en 2022, promovida por el Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, que además de descongestionar el enlace de Raos y la confluencia de las autovías S-10 y A-67, ha supuesto una mejora significativa de la seguridad vial en el punto de mayor intensidad de tráfico de la red de carreteras del Estado en Cantabria.

Entre las estructuras que forman la obra destaca la glorieta elevada de 103 m de diámetro que sobrevuela la A-67 y las vías del ferrocarril de acceso al Puerto, y a la que llegan 5 viaductos de acceso.

La glorieta elevada está formada por dos cajones concéntricos metálicos en artesa de doble acción mixta con una losa superior de hormigón continua. Debido a los condicionantes geométricos y de trazado, requeridos por ciertos transportes especiales, existe una zona de la rotonda que requiere un aumento del ancho de la plataforma de 15 a 28 m, siendo necesario disponer de un tercer cajón metálico de refuerzo. El conjunto descansa sobre 9 alineaciones radiales de pilas, cuya distribución en planta se adecúa a los condicionantes de ocupación impuestos por los viales inferiores.

Los viaductos de acceso se resuelven mediante tipología mixta bijácena o trijácena, en función de la anchura de la plataforma, presentando una losa superior continua de hormigón y luces que oscilan entre los 23 y los 27 m.

Arenas & Asociados ha sido el Consultor de Estructuras del Contratista, llevando a cabo el diseño integral del proyecto, así como la asistencia técnica durante construcción. En el diseño y seguimiento de la fabricación se han empleado herramientas paramétricas, lo que ha permitido resolver con éxito la compleja geometría de la estructura, consiguiendo transiciones fluidas entre los distintos elementos.

Puentes móviles de El Ferdán (Ismailia, Egipto)



Figura 1. Puente móvil de El Ferdán, construido en 2001.



Figura 2. Cierre del nuevo puente móvil, visto desde el lado África.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Santiago GUERRA SOTO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Internacional
sguerra@arenasing.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jgonzalez@arenasing.com

Pablo ALFONSO DOMÍNGUEZ
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
palfonso@arenasing.com

Adel A. HAMEED
Architect
DORSCH Druppe Middle East
Road and Construction Director
adel.hameed@dorsh.com

Ghada EL TAHER
MsC Civil Engineer
PARSONS-Abu Dhabi
ghada.ElTaher@parsons.com

Palabras clave: puente móvil giratorio, celosía metálica asimétrica, supervisión, refuerzo, El Ferdan, Canal de Suez, Egipto.

Resumen

El puente móvil de El Ferdán, récord mundial con 340 m entre pilas de giro, se trata de una infraestructura única clave en las comunicaciones terrestres entre África y Asia que sobrevuela el Canal de Suez, uno de los canales artificiales navegables más importantes del mundo.

Desde su inauguración en 1869 el Canal ha sido el condicionante principal en el desarrollo estratégico de las comunicaciones terrestres desde Egipto y sus gobiernos han desarrollado sucesivas actuaciones que terminaron resultando obsoletas, destruidas y/o demolidas.

Con el fin de restituir el tráfico ferroviario y rodado con el Sinaí, en el año 2001 se construye el actual Puente de El Ferdán, puente metálico en celosía asimétrica giratorio de dos hojas, con los 340 m anteriormente citados entre pilas de giro. Cada hoja presenta dos vanos, el primero de 150 m entre estribo y pila de giro, y el segundo, de 170 m de pila a centro luz. Sin embargo, en 2015, el puente queda fuera de servicio como consecuencia de la duplicación del Canal de Suez.

En diciembre de 2018, el Gobierno Egipcio comenzó los trabajos para el Proyecto y Construcción de un nuevo puente, gemelo del existente, sobre el segundo brazo del Canal; y el refuerzo del puente existente para soportar unas nuevas condiciones de servicio: doble vía de ferrocarril, en vez de vía simple y dos carriles para tráfico rodado.

Arenas & Asociados, contratado por Dorsch Grouppe ha desempeñado el rol de Consultor del Gobierno egipcio, supervisando los trabajos del Proyecto de Detalle desarrollado por el Contratista, tanto de estructuras, como de mecanismos, realizando modelos de contraste, supervisando resultados de túneles de viento y aportando soluciones a diversas cuestiones de diseño y ejecución durante la construcción.

El puente ha superado las pruebas de operabilidad y se espera que sea inaugurado en 2024.

Diseño del viaducto elevado de la ampliación de la Millennium Line en Vancouver



Figura 1. Detalles de pilas intermedias en continuidad con el tablero.



Figura 2. Pilas extremas bajo junta de expansión.

Pedro Antonio DE DIOS BARRAU
Ingeniero de Caminos
Acciona Ingeniería
pedroantonio.dios.barrau@acciona.com

Alejandro ACERETE NAVARRO
Ingeniero de Caminos
Acciona Construcción
alejandro.acerete.navarro@acciona.com

Diego ROMAGOSA SÁNCHEZ-MONGE
Ingeniero de Caminos
Acciona Ingeniería
diego.romagosa.sanchezmonge@acciona.com

Luis CARRILLO ALONSO
Ingeniero de Caminos
Acciona Ingeniería
luis.carrillo.alonso@acciona.com

José Manuel SIMÓN-TALERO MUÑOZ
Ingeniero de Caminos
Torroja Ingeniería
jsimontalero@torroja.es

Miriam CASTRILLO
Ingeniero de Caminos
Acciona Ingeniería
MCastrillo@BSCGP.ca

Palabras clave: metro, viaducto, licuefacción, sismo.

Resumen

El Broadway Subway Project es una ampliación de 5.7 km de la Millennium Line del metro de Vancouver (Canadá) construida por Acciona Construcción y Ghella.

Como parte de la ampliación, se proyecta un tramo de 700m en viaducto diseñado por Acciona Ingeniería. Este tramo se inicia en la conexión con la línea existente (estación de VCC-Clark) hasta el inicio de la sección en U.

La sección típica del tablero está formada por 5 vigas doble T pretensadas con un canto de 1.728m y losa de 225mm de espesor. Las luces varían entre los 30.5m y 32m de luz, conformándose tramos continuos de entre 3 y 4 vanos. Los tramos continuos materializan la continuidad no solo entre tableros, sino también con las propias pilas.

Todos los tramos se cimentan sobre pilotes de entre 2.7m y 3.2m de diámetro. Una de las grandes problemáticas del diseño ha sido el hacer frente a las elevadas demandas sísmicas de la zona. Con unas aceleraciones sísmicas que superan el 1g en meseta y con cargas de arrastre y cinemáticas debido a la licuefacción del terreno.

Para el diseño de las pilas se ha seguido un análisis estático no lineal (pushover), con toda la cimentación y la superestructura protegidas por capacidad.

Este documento pretende mostrar las particularidades del diseño centrándose especialmente en el diseño sísmico del viaducto, incluyendo a su vez aspectos constructivos con objeto de hacer la construcción más eficiente.

Puente integral sobre el río Pisueña entre Vega de Villafufre y Saro (Cantabria)





Figura 1 y 2. Diferentes vistas del puente finalizado.

Pablo ALFONSO DOMÍNGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
palfonso@arenasing.com

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Emilio MERINO RASILLO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director, Madrid
emerino@arenasing.com

Alejandro GODOY ANSÓTEGUI
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de Proyectos, Santander
agodoy@arenasing.com

Isabel ORTIZ ESCUDERO
Ingeniera Técnica de Obras Públicas
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Control y Supervisión de Obra
iortiz@arenasing.com

Palabras clave: puente integral, durabilidad, acero autopatinable.

Resumen

La nueva estructura sobre el río Pisueña consiste en un puente integral, de un único vano de 39.30 m de longitud y planta recta, que, por su composición formal y de materiales, se integra adecuadamente en el entorno. El tablero se resuelve mediante dos vigas longitudinales, de sección diamante y canto variable, con estructura mixta transversal entre ambas vigas, formada por una losa de hormigón sobre costillas metálicas cada 3.00 metros. En los estribos de hormigón armado, solidarios con la estructura del tablero, se definen aletas laterales con continuidad a las vigas del tablero. Esta continuidad es geométrica y estructural, materializándose mediante un pretensado interior de barras de alta resistencia. La cimentación de los estribos está formada por micropilotes que admiten los movimientos y giros asociados a la integralidad de la estructura.

La solución adoptada persigue reducir al mínimo el mantenimiento necesario a lo largo de la vida útil de la estructura, como estrategia para garantizar su durabilidad. Con este objetivo, se proyecta una estructura integral, sin aparatos de apoyo ni juntas, cuyos elementos metálicos son de acero autopatinable.

Paso superior sobre la AP-68, singular estructura de doble acción mixta de 90 m de luz con pila rotulada en su base y sección no simétrica



Figura 1. Costillas variables en vuelo Izquierdo.



Figura 2. Vista de obra desde AP-68.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Alejandro GODOY ANSÓTEGUI
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de Proyectos, Santander
agodoy@arenasing.com

Julio GONZÁLEZ ZALDUONDO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jgonzalez@arenasing.com

Pablo ALFONSO DOMÍNGUEZ
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
palfonso@arenasing.com

Juan RUIZ ESCOBEDO
Ing. Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
BIM Manager
jruiz@arenasing.com

Jesús POSADAS CARMONA
Ing. Técnico de Obras Públicas
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Control y Supervisión de Obra
jposadas@arenasing.com

Palabras clave: puente mixto, rótulas, doble acción mixta, paramétrico, BIM.

Resumen

Este Paso Superior se enmarca dentro de las actuaciones de la Infraestructura del Tramo 9B, Bolintxu-Venta Alta de la Fase I de la Variante Sur Metropolitana de Bilbao, salvando sin apoyos en mediana la AP-68, vía principal de comunicación de Vizcaya hacia el sur.

Esta supresión de obstáculos, en favor de la seguridad vial, ha tenido que afrontar el reto añadido que supone el fuerte esviaje que presenta el cruce sobre la AP-68, resolviéndose mediante un puente mixto en acero corten de canto variable y una distribución de luces de 45+90+60 m.

El diseño presenta una serie de singularidades geométricas y tipológicas como resultado de los estrictos condicionantes impuestos por el emplazamiento.

La pieza más singular del conjunto es la pila 2, la cual se encuentra empotrada con el tablero en su parte superior, quedando rotulada en su base. Esta pila da continuidad al acartelamiento inferior de doble acción mixta que envuelve al cajón metálico, formando una única pieza. La cuidada solución formal facilita la lectura del flujo de fuerzas, convergiendo todas las aristas en el nudo superior, donde se produce el empotramiento, y sugiriendo la apertura de cargas en el sentido transversal hacia las rótulas inferiores. En la pila 1 se opta por una configuración invertida, estableciendo un diálogo formal entre ambas pilas.

Otra de las singularidades de esta estructura es la excentricidad que presenta el cajón respecto del eje, solución adoptada para reducir la luz del vano central. El cajón se desplaza transversalmente para, junto con el esviaje en planta de la pila, buscar la configuración de mínima luz, resultando una sección asimétrica, con voladizos variables, presentando el izquierdo costillas de refuerzo.

Arenas & Asociados ha sido el autor del proyecto, implementando procesos de digitalización y parametrización en su diseño, y supervisando las labores de montaje y construcción.

Composite Dowel Bridges in Western Australia



Figure 1. Composite dowel planks installed.



Figure 2. Composite dowel plank reinforcement.

Wolfram SCHWARZ
Civil Engineer
WSP Australia
Technical Director Bridges
wolfram.schwarz@wsp.com

Keywords: accelerated bridge construction, composite dowels, steel-concrete composite, small to medium span bridge construction.

Abstract

The introduction of composite dowels in Central Europe in the last decade has provided an economic alternative to prestressed bridge beams. Steel-concrete composite beams no longer require shear studs welded to an upper steel flange to provide a shear connection to a concrete slab. Instead, composite dowels are formed by cutting an intended shape (steel-dowel) into the steel web providing a direct connection between the steel section and reinforced concrete slab or beam. The publication of several design guides and a general building authority approval in Germany has provided the engineering tools to design this shear connector. A European Technical Specification is under preparation and will most likely be published with the second generation of the Eurocodes. After successfully completing a pilot bridge project in Australia in 2017, the concept has proven its simplicity which enables local contractors in more rural areas to install bridges without having to rely on the precast industry. Following the success of the pilot project multiple small to medium span bridges have been designed using the composite dowel technology. The emphasis of those bridges was to develop a system which is fast and simple to construct by precasting as many elements as possible. Construction time could continuously be reduced by modelling of all bridge elements in 3D, detailing all reinforcement bars to eliminate problems during erections of the precast elements.

The identified benefits of composite dowels when used in precast elements to accelerate bridge construction will be discussed in this paper.

Ponte Ferreirinha sobre el río Duero en Oporto



Figura 1. Alzado del nuevo Ponte Ferreirinha.



Figura 2. Infografía del procedimiento constructivo.

Miguel SACRISTÁN MONTESINOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director, Santander
msacristan@arenasing.com

Emilio MERINO RASILLO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director, Madrid
emerino@arenasing.com

Javier FERNÁNDEZ ANTÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Jefe de Proyecto
jfernandez@arenasing.com

Ysabel GUIL CELADA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Project Manager
yguil@arenasing.com

Filipe VASQUES
PhD. Civil Engineer
Edgar Cardoso, Laboratorio de estructuras
Director
filipe.vasques@edgarcardoso.pt

Jose Carlos NUNES DE OLIVEIRA
Arquitecto
NOARQ
Director
noarq@noarq.com

Palabras clave: puente pórtico, Duero, Oporto, hormigón ligero, Ferreirinha, metro do Porto.

Resumen

Este proyecto es el resultado de un concurso internacional convocado por el Metro do Oporto para un nuevo puente sobre el río Duero. El nuevo puente soportará las vías del Metro, aceras peatonales y ciclistas para crear una nueva conexión entre Oporto y Vila Nova de Gaia, situada 500 m aguas arriba del puente de Arrábida.

El puente es un pórtico de estructura de hormigón con una luz principal de 403 m, entre apoyos inclinados, y una longitud total de 835 m, con luces entre pilas de 21+ 30 + 55 + 104 + 428.6 + 98.4 + 65 + 33 m, mientras que los apoyos inclinados permiten reducir las luces del tablero en el vano principal 124.3+180+124.3 m. Los apoyos principales se colocan fuera del cauce del río y también por fuera de los viales en ambas orillas, para evitar cualquier interferencia visual con el puente de Arrábida, y también evitar las peores condiciones geotécnicas en las orillas del río.

El tablero tipo tiene una anchura de 15,40 m, con plataforma central de 6,40 m para las vías del Metro y espacios peatonales y ciclistas laterales de 4,3 m. La sección estructural es una viga cajón con voladizos laterales. La viga tiene un ancho superior de 10 m y voladizos laterales de 2,70 m. El canto varía fuertemente desde estribos con menos de 1 m de canto hasta los nudos del pórtico con canto máximo que alcanza los 10 m. El procedimiento constructivo se basa en la construcción en voladizos sucesivos del tablero desde las pilas principales, utilizando hormigón ligero de alta resistencia en los centros de vano, y de los pies inclinados del arco del pórtico central también en voladizo, utilizando atirantamiento provisional y torres temporales durante la construcción. Minimizando el impacto sobre el río y las laderas de ambos lados. La cimentación en todos los apoyos es directa a la roca. La construcción ha comenzado en los primeros meses de 2024 con los trabajos de preparación y cimentaciones.

HS2. Sección C23. Soluciones estructurales adoptadas y aspectos relevantes del proyecto





Figura 1. TVV. Salida de fustes prefabricados de fábrica (izquierda). Izado y conexión con encepado (derecha).



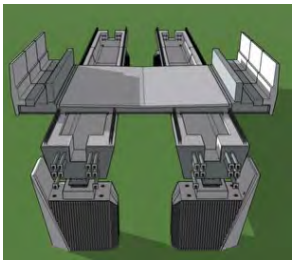


Figura 2. TVV. Izado de vigas artesas prefabricadas sobre pilas (izquierda). Esquema de tablero con losa y Robust Kerb (derecha).

Luis MARTÍN-TERESO LÓPEZ
MSc Civil & Structural Engineering
Ferrovial Construcción (Engineering Services)
Jefe de Departamento. Estructuras de Obra Civil
l.martin@ferrovial.com

Edgardo SALINAS
MSc Civil & Structural Engineering
Ferrovial Construcción (EFKB-Tramo C23 HS2)
Structures Design Manager EFKB
Edgardo.Salinas@ekfb.com

Fernando MADRAZO
PhD Civil & Structural Engineering
COWI
Project Design Manager
FEMZ@Cowi.com

Eloisa NALDA
MSc Civil & Structural Engineering
PACADAR
Design Manager
eloisa.nalda@pacadar.com

Carlos BAJO PAVÍA
MSc Civil & Structural Engineering
Ferrovial Construcción (Engineering Services)
Jefe de Área de Estructuras de Obra Civil
carlos.bajo@ferrovial.com

Jose CANDEL
MSc Civil & Structural Engineering
Ferrovial Construcción (EFKB-Tramo C23 HS2)
Design Manager EKFB
jose.candel@eiffagekier-hs2.team

Fernando CEA SORIANO
MSc Civil & Structural Engineering
TYPSA
Jefe de Proyecto
fcea@typsa.es

Palabras clave: HS2, bijáceno, artesa prefabricada, TVV, Edgcote, cajón estricto, apoyos esféricos, vía en placa, Robust Kerb, descarrilamiento.

Resumen

La primera línea de Alta Velocidad en UK fue la conexión Londres-Continente bajo el Canal de la Mancha (abierta en 2007). High Speed 2 Line (HS2), actualmente en construcción, conectará Londres con Birmingham (530km, coste estimado 100 billones libras).

Ferrovial empezó su participación en la sección C23 de HS2 en 2020 (80km, coste estimado 7 billones libras), cuando la fase de diseño había comenzado y las propuestas iniciales estaba planteadas.

El tramo incluye 15 viaductos (total 3.4km). Están divididos en 2 tipologías:

- 5 Viaductos compuestos de bijácenas de acero estructural y losas de hormigón (vanos hasta 55m), según esquema de "cajón estricto" (detalles según LAV BPL en Francia, por Eiffage).
- 10 Viaductos de vigas prefabricadas de hormigón, vanos hasta 25m.

Basado en las experiencias previas en España, Ferrovial detectó la oportunidad de optimizar los viaductos de hormigón y promovió en el consorcio (EKFB) el cambio de diseño en los 2 viaductos principales (66% del área total): Edgcote (515m) y Thame Valley Viaduct (880m).

La solución de tablero (novedosa en UK) consiste en 2 artesas pretesas conectadas longitudinalmente mediante barras postesadas y transversalmente por una losa in situ ejecutada sobre losas colaborantes. Además, se prefabrican los fustes completos de las pilas conectados pasivamente al encepado. El objetivo es maximizar la prefabricación y reducir los trabajos de campo (aspecto clave en ese mercado).

Análogamente, los viaductos de HS2 presentan innovaciones destacables para España:

- Tableros más estrechos con barreras anti-impacto de trenes descarrilados (Robust Kerbs).
- Puntos fijos a través de los apoyos, sin cosidos a estribos ni pilas en delta.
- Prescripción obligatoria de apoyos esféricos frente a Pots.
- Cimentaciones flexibles.
- Vía en placa sobre losa no estructural de protección.

Para desarrollar esta solución y obtener las estrictas aprobaciones del cliente, EKFB ha contado con la colaboración inestimable de FCCS (subsidiaria local de Ferrovial), los diseñadores (COWI en TVV, TYPSA en Edgcote) y PACADAR como suministrador de prefabricados.

El artículo desarrollará los detalles técnicos y constructivos de los viaductos, así como las sustanciales diferencias contractuales entre proyectos de Alta Velocidad en diferentes países y su posible incidencia en los resultados.

Viaducto de la Garra del Jaguar: proyecto y proceso constructivo



Figura 1. Alzado del viaducto de la Garra del Jaguar.



Figura 2. Preparación de la maniobra de empuje, montaje del tablero.

Jordi REVOLTÓS FORT
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Sener
Jefe de Disciplina de Puentes y Viaductos
jrevoltos@sener.es

Diego PAJUELO GALLARDO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Sener
Disciplina de Puentes y Viaductos
diego.pajuelo@sener.es

Marck Anthony MORA QUISPE
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Sener
Disciplina de Puentes y Viaductos
marck.mora@sener.es

Ignacio PITA OLALLA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Sener
Disciplina de Puentes y Viaductos
ignacio.pita@sener.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructuras, viaducto ferroviario, estructura mixta, puente atirantado, puente empujado.

Resumen

El viaducto de la Garra del Jaguar se localiza en la nueva línea ferroviaria para tráfico de pasajeros y mercancías entre las ciudades de Tulum y Playa del Carmen perteneciente al Tramo 5 Sur del Tren Maya que está construyendo el Estado de México. Se destaca en este tramo el cruce sobre la caverna "Garra del Jaguar" de gran valor geológico y ecológico dentro de la compleja red subterránea de cavernas y cenotes características del terreno kárstico donde se ubica el proyecto. Para salvaguardar este sistema se ha proyectado un puente atirantado de 266.4 m de longitud. El vano principal de 122.4 m salva la caverna evitando cualquier apoyo sobre la misma y se prolonga a cada lado con un vano de 28.80 m y otros dos de 21.60 m. Actualmente se encuentra en proceso de construcción. El tablero es sostenido mediante 8 familias de 6 tirantes paralelos que se anclan en los pilonos.

Para la concepción del viaducto se ha considerado un diseño con formas y detalles sencillos que faciliten la rapidez del montaje, requisito del Proyecto, y eviten en todo momento durante la construcción el apoyo sobre la caverna para lo que se ha previsto el montaje mediante empuje del tablero desde sus dos extremos.

El tablero se constituye a partir de dos vigas metálicas longitudinales en I dispuestas en cada lateral de la sección, conectadas entre sí con vigas metálicas transversales y sobre las que se ejecuta una losa de hormigón armado de 14.20 m de ancho.

Los pilonos de 36 m de altura se definen en H mediante dos fustes de hormigón armado y sección rectangular.

En la comunicación se describirán los aspectos más singulares del diseño y de su construcción, como es el procedimiento de empuje y las maniobras de tesado de tirantes.

El nuevo puente de La Pedrera sobre el río Alberche y la musealización de la ruina del existente

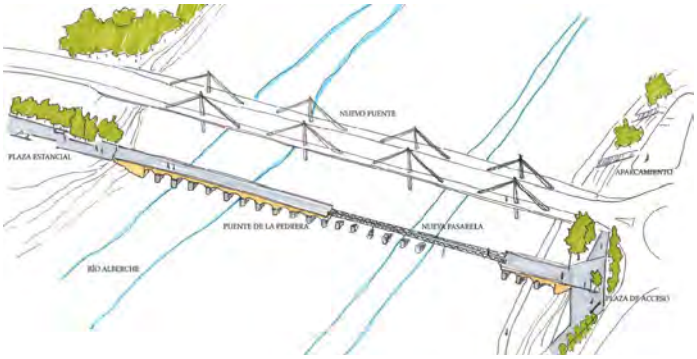


Figura 1. Croquis del nuevo puente y de la musealización de la ruina del existente.

Jose A. MARTIN-CARO ÁLAMO
Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
CEO
jmc@inesingenieros.com

José L. MARTÍNEZ MARTÍNEZ
Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
Director Técnico
jlmm@inesingenieros.com

Gonzalo MORENO BAYO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
Socio Director
gmb@inesingenieros.com

Pablo FERNÁNDEZ QUESADA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INES Ingenieros
Jefe de Proyecto
pfq@inesingenieros.com

Palabras clave: DANA, atirantado rígido, emergencia, musealización de ruina, patrimonio.

Resumen

Durante la noche del 3 de septiembre de 2023 se produjo un fenómeno meteorológico extremo “DANA” que afectó a la zona Suroeste de Madrid. El temporal originó fuertes riadas que provocaron el colapso y afección de varias estructuras. Las consecuencias más graves se materializaron en Aldea del Fresno, donde se produjo el colapso de tres puentes de acceso al municipio.

En el puente de La Pedrera, la riada destruyó 10 vanos del puente, los cuales colapsaron al fallar su cimentación. En ese momento se actuó en tres direcciones, en primer lugar, en la ejecución de un desvío provisional que en menos de dos meses debería reestablecer las comunicaciones entre Aldea del Fresno y el resto de localidades.

En segundo lugar, en el proyecto y construcción de un nuevo puente que cumpliera con la normativa actual y que tuviera la máxima capacidad de desagüe posible. Se optó por la construcción de un viaducto de 5 vanos, aguas arriba en paralelo al puente existente. La longitud es de 202,10 m y la anchura de su plataforma de 15,20m. La tipología seleccionada es la de un puente metálico con un nivel de atirantamiento rígido que permite un tablero ligero y esbelto resultando unos vanos de 31+47+47+47+37 m.

En tercer lugar, además de mantener las comunicaciones entre Aldea del Fresno y Villa del Prado, era prioritario consolidar, conservar y musealizar las ruinas del puente del siglo XVIII, bien patrimonial protegido por la Comunidad de Madrid. Por tanto, otro de los cometidos ha sido poner en valor la ruina del puente original mediante su musealización, la generación de zonas estanciales en estribos, la recuperación de una de sus pilas y la creación de una plataforma digital donde se puede consultar la historia del puente y navegar por el mediante un gemelo digital.

Puente internacional "Gordie Howe" – Proyecto del puente principal atirantado



Figura 1. Alzado del puente en construcción.



Figura 2. Alzado del puente en construcción, lado Canadá.

Barry CHUNG
PHD Msc Civil Eng, PE, SE
AECOM
Complex Bridges Practice Lead
barry.chung@aecom.com

Antonio MARTÍNEZ CUTILLAS
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Chief Operation Officer
amartinez@cfcsl.com

Alejandro PÉREZ CALDENTEY
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Director
apc@fhecor.es

Juan Antonio NAVARRO GONZÁLEZ-VALERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CFC-USA Corp
Lead bridge engineer
janavarro@cfcsl.com

Javier MILIÁN MATEOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Jefe de Proyecto Obra Civil
jmm@fhecor.es

Santiago RODRÍGUEZ LORENTE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Senior Engineer
srodriguez@cfcsl.com

Antonio Leocadio GUTIÉRREZ LLORENA
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Ingeniero de Proyecto de Obra Civil
algl@fhecor.es

Palabras clave: puente atirantado, mixto, esbeltez, criterios estéticos, redundancia, durabilidad.

Resumen

El puente internacional Gordie Howe es una nueva infraestructura que une Detroit (Míchigan, EE. UU.) con Windsor (Ontario, Canadá), cruzando el río Detroit. Se trata de un puente atirantado de 1562 m de longitud, con una luz principal de 853 m, la más larga de América del Norte y la más larga del mundo dentro de los puentes atirantados con tablero mixto.

La distribución de vanos laterales es de 38,50 + 60 + 258,5 m en el lado estadounidense y 253,5 + 60 + 38,5 m en el lado canadiense.

La sección transversal típica incluye una configuración inicial de seis carriles de tráfico (tres en cada dirección) con un ancho constante de 37,50 m, además de una vía multifuncional ubicada en el lado norte del puente. Está prevista una futura ampliación a ocho carriles (cuatro por sentido), mediante la reducción del ancho de la vía multifuncional.

El sistema de superestructura está compuesto por vigas principales de borde de acero, apoyadas en los tirantes cada 15,0 m, que trabajan de forma mixta con el tablero de hormigón, junto con tres vigas de redundancia de acero paralelas a las vigas de borde. Cada 5,0 m, vigas transversales de acero unen las vigas de borde y completan la estructura del tablero. Para proporcionar un perfil cerrado, limpio y estéticamente elegante, el conjunto queda revestido por paneles metálicos inferiores y de fachada lateral.

Los tirantes fueron diseñados conforme a la sexta edición del PTI (Post-Tensioning Institute), con una vida útil de diseño de 100 años. Están compuestos por un sistema de cordones paralelos; esta misma tecnología fue empleada para los anclajes y amarres en los pilares de los vanos laterales, con ciertas modificaciones específicas debido a la complejidad del diseño.

La redundancia estructural ha sido un requisito clave en el diseño de este puente. En lo que respecta a los cables, se evaluó la pérdida potencial de un tirante como condición de diseño. Un aspecto significativo es que todos los elementos de tracción de acero han sido diseñados con redundancia, y se han realizado estudios exhaustivos de fractura para garantizar la integridad estructural a largo plazo.

Puente Internacional "Gordie Howe" – Torres, pilas y cimentaciones: proyecto e ingeniería de construcción



Figura 1. Construcción de la torre.



Figura 2. Torre construida.

Barry CHUNG
PHD Msc Civil Eng, PE, SE
AECOM
Complex Bridges Practice Lead
barry.chung@aecom.com

Philip Schafer
Msc Civil Eng, PE
AECOM
Bridge Engineer
philip.schafer@aecom.com

Alejandro PÉREZ CALDENTEY
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Director
apc@fhecor.es

Santiago RODRÍGUEZ LORENTE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Senior Engineer
srodriguez@cfcsl.com

Kyle McLEMORE (AECOM)
Msc Civil Eng, PE, SE
AECOM
Bridge Engineer
kyle.mclemore@aecom.com

Antonio MARTÍNEZ CUTILLAS
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Chief Operation Officer
amartinez@cfcsl.com

Juan Antonio NAVARRO GONZÁLEZ-VALERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CFC-USA Corp
Lead bridge engineer
janavarro@cfcsl.com

Javier MILIÁN MATEOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Jefe de Proyecto Obra Civil
jmm@fhecor.es

Antonio Leocadio GUTIÉRREZ LLORENA
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Ingeniero de Proyecto de Obra Civil
algl@fhecor.es

Palabras clave: puente atirantado, mixto, torre en Y invertida, redundancia, cálculo avanzado.

Resumen

El puente internacional Gordie Howe es una nueva infraestructura que conecta Detroit (Míchigan, EE. UU.) con Windsor (Ontario, Canadá), cruzando el río Detroit. Consiste en un puente atirantado de 1562 m de longitud, con una luz principal de 853 m, la más larga de América del Norte y, dentro de los puentes mixtos, la más larga del mundo.

Las cimentaciones de las torres principales están formadas por pilotes perforados de 10 pies (≈3,05 m) de diámetro nominal, empotrados en el substrato rocoso. Cada zapata individual bajo las patas de las torres está unida mediante una viga de atado postensada, que transmite los esfuerzos de tracción hacia el exterior generados por la inclinación de las patas de la torre.

Cada pilar de anclaje y de vano lateral se apoya sobre un único pilote perforado de 10 pies de diámetro nominal, similar al de las torres. Estos pilotes no son redundantes y han sido diseñados para evitar levantamientos bajo cargas permanentes en la cota del empotramiento en roca, aunque pueden soportar ciertos esfuerzos de tracción bajo combinaciones de carga de Estado Límite Último (ULS).

Las torres a ambos lados del río Detroit adoptan una geometría en forma de "Y" invertida, con patas de hormigón armado convencional, huecas y de sección rectangular. En la parte superior, las torres albergan cajas de anclaje de acero para los tirantes, encapsuladas en hormigón armado convencional. Una característica destacada del diseño es la ausencia de travesaño a nivel del tablero; los esfuerzos de tracción horizontales se transmiten mediante la viga de atado en la cimentación, situada por debajo del nivel del terreno.

Los pilares de anclaje P10 y P15, ubicados en la transición entre el puente principal y los viaductos de acceso de EE. UU. y Canadá, poseen una pata bajo cada viga de borde, unidas mediante una viga postensada, la cual soporta los aparatos de apoyo del tablero del viaducto de acceso.

Los pilares de los vanos laterales P11, P12, P13 y P14 están formados por dos patas independientes, cada una ubicada bajo las vigas de borde del tablero.

Cada pata dispone de un amarre (tie-down) tensionado para generar compresión neta en los apoyos, evitando así el levantamiento (uplift). Cada apoyo cuenta con cuatro cables de anclaje para garantizar la redundancia requerida. El diseño de estos amarrres presentó varios desafíos, incluyendo requisitos de redundancia y las grandes deformaciones longitudinales debido a la distancia considerable al punto de fijación longitudinal, ubicado en la torre del lado estadounidense.

La erección de las torres se realizó antes del montaje del tablero, a excepción del mástil superior, que fue montado simultáneamente con el tablero, bajo un estricto control geométrico. Durante la construcción de las patas inclinadas, fue necesaria la instalación de un tirante temporal de rigidización.

Puente internacional Gordie Howe – Proyecto del tablero del puente principal



Figura 1. Fotografía de la construcción.



Figura 2. Instalación de panel en obra.

Barry CHUNG
PHD Msc Civil Eng, PE, SE
AECOM
Complex Bridges Practice Lead
barry.chung@aecom.com

Alejandro PÉREZ CALDENTEY
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Director
apc@fhecor.es

Hugo CORRES PEIRETTI
Doctor Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Consejero
hcp@fhecor.es

Antonio MARTÍNEZ CUTILLAS
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Chief Operation Officer
amartinez@cfcsl.com

Javier MILIÁN MATEOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Jefe de Proyecto Obra Civil
jmm@fhecor.es

Borja REGÚLEZ PÉREZ
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Jefe de Proyecto de Obra Civil
brp@fhecor.es

Juan Antonio NAVARRO GONZÁLEZ-VALERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CFC-USA Corp
Lead bridge engineer
janavarro@cfcsl.com

Antonio Leocadio GUTIÉRREZ LLORENA
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Ingeniero de Proyecto de Obra Civil
algl@fhecor.es

Palabras clave: tablero, mixto, atirantado, esbeltez, redundancia, prefabricación.

Resumen

El Puente Internacional Gordie Howe es una nueva infraestructura que conecta Detroit (Míchigan, EE. UU.) con Windsor (Ontario, Canadá), cruzando el río Detroit. Se trata de un puente atirantado de 1562 m de longitud, con una luz principal de 853 m, la más larga de América del Norte y la más extensa del mundo en puentes con tablero mixto.

El puente cuenta con un tablero mixto de 37,5 m de ancho. La estructura metálica está compuesta por dos vigas longitudinales de borde, que integran los anclajes de los tirantes, y vigas transversales cada 5 metros, que las conectan entre sí. Además, se disponen tres vigas longitudinales intermedias, también llamadas vigas de redundancia, que permiten una vía alternativa de carga en caso de fractura de una viga de borde.

La loseta de hormigón está formada por paneles prefabricados de canto completo, apoyados sobre las vigas transversales y longitudinales, y conectados a la estructura metálica mediante pernos conectores en las juntas hormigonadas "in situ" entre los paneles. La sección transversal también incluye voladizos hormigonados en obra, tanto por razones estéticas como aerodinámicas, así como paneles metálicos no estructurales en el intradós del tablero, que cierran la sección transversal y permiten el acceso para inspección de la estructura principal durante su vida útil de 125 años.

Las vigas de borde tienen una altura de 2,5 m, lo cual, considerando una luz principal de 853 m, otorga al tablero una esbeltez extraordinaria, superior a 1/300, fuera de los límites habituales en las referencias de diseño actuales.

Otro aspecto destacable es el alto estándar de durabilidad exigido para el tablero de hormigón. Aunque toda la armadura del tablero es de acero inoxidable, no se permite tracción en ningún sentido durante la vida en servicio. Por ello, se requiere pretensado transversal en toda la longitud del puente, y pretensado longitudinal en las zonas donde la compresión proporcionada por los tirantes es insuficiente.

La construcción del tablero en los vanos laterales se realiza sobre apoyos provisionales. En el vano principal, cada segmento se monta elemento por elemento, empleando una grúa situada sobre el propio tablero ya ejecutado. Los tirantes se instalan y tesan en dos etapas antes de mover la grúa para montar el siguiente segmento. Los tirantes de los vanos laterales se tesan también de acuerdo con el avance constructivo.

Puente internacional Gordie Howe – Ingeniería de construcción de la superestructura: proyecto y control



Figura 1. Construcción de la torre.



Figura 2. Construcción del tablero.

Barry CHUNG
PHD Msc Civil Eng, PE, SE
AECOM
Complex Bridges Practice Lead
barry.chung@aecom.com

Juan Antonio NAVARRO GONZÁLEZ-VALERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CFC-USA Corp
Lead bridge engineer
janavarro@cfcsl.com

Javier MILIÁN MATEOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Jefe de Proyecto Obra Civil
jmm@fhecor.es

Andrés HERMOSO MEIJIDE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Senior Engineer
ahermoso@cfcsl.com

Alberto MUÑOZ TARILONTE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Senior Engineer
amt@cfcsl.com

Antonio MARTÍNEZ CUTILLAS
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Chief Operation Officer
amartinez@cfcsl.com

Alejandro PÉREZ CALDENTEY
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Director
apc@fhecor.es

Santiago RODRÍGUEZ LORENTE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Senior Engineer
srodriguez@cfcsl.com

Antonio Leocadio GUTIÉRREZ LLORENA
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor Ingenieros Consultores
Ingeniero de Proyecto de Obra Civil
algl@fhecor.es

Gonzalo MARINAS SANZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, SL
Senior Engineer
gmarinas@cfcsl.com

Palabras clave: puente atirantado, mixto, stick built, efectos no lineales, control geométrico.

Resumen

El puente internacional Gordie Howe es una nueva infraestructura que conecta Detroit (Míchigan, EE. UU.) con Windsor (Ontario, Canadá), cruzando el río Detroit. Se trata de un puente atirantado de 1562 m de longitud, con una luz principal de 853 m, la más larga de América del Norte y la mayor del mundo en tipología mixta.

La estructura de los vanos laterales ha sido montada previamente, incluyendo tanto el acero como el hormigón, y está apoyada sobre pilas provisionales. El montaje comenzó desde las torres hasta alcanzar las pilas de anclaje.

La erección del vano principal se realiza mediante el método stick-building, utilizando 27 segmentos de 15,0 m de longitud por cada voladizo en avance. La secuencia típica de montaje consiste en:

- Instalación del acero del segmento, pieza por pieza;
- Colocación y primer tesado de los tirantes;
- Colocación de los paneles prefabricados de losa y ejecución de las juntas hormigonadas in situ;
- Segundo tesado final de los tirantes.

Tras completar el segmento M23, se procede a la retirada de todas las pilas provisionales en los vanos laterales. Como parte del peso del tablero permanecía apoyado en estas pilas temporales (para limitar el levantamiento máximo en ellas), ha sido necesario un retesado de la mayoría de los tirantes inmediatamente después de la liberación de dichos apoyos.

Debido a la magnitud del voladizo, el diseño de ciertos elementos del puente está condicionado por los efectos del viento durante el período inmediatamente anterior al cierre del vano central.

Se ha realizado un control geométrico detallado en cada ciclo de segmento, mediante levantamientos topográficos cada 15,0 m, además de mediciones adicionales durante operaciones específicas. Los desplazamientos en cada fase son muy significativos debido a la gran flexibilidad del tablero, alcanzando hasta 1500 mm. Tras cada medición, se han ajustado los esfuerzos de tesado si ha sido necesario, para corregir la geometría y compensar cualquier desviación detectada.

Homogenización en los viaductos ferroviarios del tramo 5 sur del tren Maya



Figura 1. Sucesión de módulos tipo, durante la ejecución del Viaducto.



Figura 2. Sucesión de módulos tipo zona altura máxima, durante la ejecución del Viaducto.

Jordi REVOLTÓS FORT
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Jefe de Disciplina Puentes y Viaductos
jrevoltos@sener.es

Javier ANTÓN DÍAZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Disciplina Puentes y Viaductos
janton@sener.es

Andrés MOLINA ESCUDERO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Disciplina Puentes y Viaductos
amolina@sener.es

Leire AMURRIO GUINEA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Disciplina Puentes y Viaductos
leire.amurrio@sener.es

Palabras clave: proyecto y cálculo de estructuras, viaducto ferroviario, hormigón prefabricado, plazo de ejecución, montaje con grúas, tableros monolíticos.

Resumen

El Proyecto Ejecutivo del Tramo 5 Sur del Tren Maya es un proyecto de vía férrea de más de 63 km de longitud, perteneciente al proyecto del Tren Maya entre Playa del Carmen y Tulum, que constituirá un servicio de transporte férreo de carga y pasajeros que interconectará las principales ciudades y zonas turísticas de la región sursureste del país. La principal problemática de este proyecto es la siguiente:

- Condicionante temporal, con plazos reducidos por diversas problemáticas sociales y circunstancias técnicas extraordinarias.
- Gran extensión de viaducto que genera la necesidad de homogenizar la construcción.
- Zona geológicamente muy compleja, con unos 50km de extensión con alto riesgo kárstico y alto nivel de aguas subterráneas, que obliga a adoptar una estructura compuesta por un tablero de hormigón a baja altura sobre pilas de hormigón “in situ”.

Dados estos tres condicionantes, se desarrolla un módulo tipo que se repite a lo largo del trazado, donde se intercalan vanos y soluciones especiales que contemplan los requisitos concretos de cada localización especial (cavernas, cenotes…).

Este módulo tipo de baja altura consta de 4 vanos de 17.5m (70m en total) de 6 vigas prefabricadas tipo AASHTO IV conectadas mediante una losa superior de compresión. Se dispone un diafragma en los apoyos extremos que solidariza las distintas vigas, mientras que los apoyos intermedios están conectados monolíticamente a las pilas. Esta estructura rígida requiere de juntas de dilatación relativamente poco espaciadas, lo que a su vez permite ir a una solución de carril continuo, minimizando también el número de aparatos de apoyo.

Puentes de luces no convencionales para monorraíl



Figura 1. Montaje de la celosía de 70 m de luz.



Figura 2. Arco de 124 m de luz.

Jordi REVOLTÓS FORT
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Jefe de Disciplina Puentes y Viaductos
jrevoltos@sener.es

Javier ANTÓN DÍAZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Disciplina Puentes y Viaductos
janton@sener.es

Ignacio PITA OLALLA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
SENER
Disciplina Puentes y Viaductos
ignacio.pita@sener.es

Silvia CRIADO CATALINA
Máster Ingeniera de Caminos, C. y P.
silvicriado@gmail.com

Palabras clave: monorraíl, arco, celosía, metal, viga de rodaje, pretensado.

Resumen

El monorraíl es un método de transporte económico puesto que la viga de rodaje es autoportante para luces moderadas, hasta unos 30 m, reduciendo la estructura a la mínima expresión. Cuando se requieren luces mayores la viga de rodaje necesita una estructura portante adicional. Hasta luces de unos 60 m se han realizado tipologías de vigas prefabricadas con continuidad. Sin embargo, para luces superiores es necesario aplicar otras tipologías menos convencionales en monorraíles, sobre la que existen pocas experiencias para este medio de transporte.

En el monorraíl de El Cairo surgió la necesidad de diseñar dos puentes de 70 m de luz y otros dos de 124 m de luz. Analizando las condiciones locales de suministros de materiales, costes de ejecución, procesos constructivos posibles, trazado del monorraíl, etc. se optó para los puentes de 70 m de luz por celosías metálicas con losa superior de hormigón in situ sobre prelosa prefabricada. En el caso de los puentes de 124 m de luz se optó por puentes arco con tablero inferior de hormigón construido sobre cimbra y arco superior metálico. En ambos casos se estudió la conveniencia de unir rígidamente las vigas de rodaje a la estructura portante puesto que esta unión aporta ventajas, pero modifica el comportamiento estructural esperado de estas tipologías. Se concluyó que esta unión proporcionaba una gran capacidad a la estructura en rotura y reducía notablemente los costes de mantenimiento, por lo que finalmente se consideró monolítica la viga de rodaje con la estructura portante.

Las estructuras fueron diseñadas para cumplir con los estrictos requisitos funcionales de los monorraíles impuestos por el suministrador del material móvil.

Arco de Pardais. Línea de alta velocidad Évora-Elvas (Portugal)



Figura 1. Arco del puente de Pardais.

Jose Fermín SERRANO MIGUEL
Máster Ingeniero de Estructuras
Sacyr
Estructuras Obra Civil Central
jfserrano@sacyr.com

Cristian BERNAL PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Estructuras Obra Civil Central
cbernalp@sacyr.com

Antonio GONZÁLEZ TRELLES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Jefe Producción
jmlopezr@sacyr.com

Rui LOPES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Jefe de Oficina Técnica
rflopes@sacyr.com

Rafael GUILLÉN CARMONA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Jefe Estructuras Obra Civil Central
rguillen@sacyr.com

Miguel TEJEDA MATÍAS
Ingeniero Civil
Sacyr
Jefe de Obra
mtejeda@sacyr.com

Palabras clave: construcción de estructuras, control y monitorización de estructuras en todas sus fases, puente arco, apertura en clave, viaducto de alta velocidad.

Resumen

El artículo presenta el proceso constructivo del viaducto de Pardais, una estructura de hormigón in situ tipo arco de 140 metros de luz situada en Portugal. Originalmente, el método propuesto para su construcción consistía en una cimbra cuajada y la ejecución del puente al completo. Este enfoque fue reemplazado por un sistema de cimbrado más avanzado y eficiente, utilizando torres y la técnica de apertura en clave mediante gatos hidráulicos.

La apertura en clave mediante gatos hidráulicos permitió un ajuste más exacto durante el hormigonado del segmento final del arco, asegurando una distribución óptima de tensiones y una integración perfecta de los componentes estructurales. Este método no solo mejoró la precisión de la construcción, sino que también incrementó la seguridad y la rapidez del proceso.

Cada torre estaba equipada con gatos hidráulicos, que permitían medir la carga vertical que soportaba cada una de ellas. Esta técnica no solo aseguraba una distribución equitativa de las cargas durante la construcción, sino que también proporcionaba datos precisos para el ajuste continuo del proceso. Además, se monitorizaban los movimientos de las estructuras mediante galgas extensiométricas, que registraban las deformaciones y tensiones en tiempo real. Esta monitorización constante permitió realizar ajustes inmediatos, garantizando la seguridad y estabilidad del puente en cada fase de la construcción.

La construcción del tablero fuera de la zona del arco se ha invertido debido a restricciones de plazo en la ejecución. En lugar de proceder desde el arco hacia los estribos, como se especifica en el proyecto, el tablero se construye desde los estribos hacia el arco.

El rediseño del proceso constructivo del arco lo realiza la ingeniería Pondio, las torres y cimbras son de Construgomes, y los gatos de VSL.

Ejecución puente ferrocarril sobre el río Biobio en Concepción (Chile)



Figura 1. Montaje de tramo de cajón metálico con lanzavigas.

Hristo ILIEV HRISTEV
Ingeniero Civil
Sacyr
Jefe de Obra
hiliev@sacyr.com

Silvio BONATTI
Ingeniero Civil
Sacyr
Producción estructuras
sbonatti@sacyr.com

Rafael BATISTA TERRONES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Jefe Oficina Técnica
jmlopezr@sacyr.com

Rafael GUILLÉN CARMONA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Jefe Estructuras Obra Civil Central.
rguillen@sacyr.com

Cristian BERNAL PÉREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Estructuras Obra Civil Central
cbernalp@sacyr.com

Luis MORALES MANSO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sacyr
Estructuras Obra Civil Central.
lmoralesm@sacyr.com

Palabras clave: construcción de estructuras, puente mixto, lanzavigas, península temporal, aisladores.

Resumen

Sacyr ha llevado a cabo la ejecución del nuevo puente ferroviario sobre el río BioBio en Concepción (Chile). El proyecto ha sido realizado por MC2.

Se trata de un puente mixto con cajón metálico inferior, prelosas prefabricadas nervadas superiores más hormigón in situ para la losa superior, de longitud total de 1882 m, ancho 14,6 m para 2 vías, distribución de vanos de 44,775m+2x33,9m+58x30m+29,4m y cimentación mediante pilas-pilote con dinteles-mesas superiores para apoyar el tablero. Se disponen aisladores con núcleo de plomo para reducir las acciones sísmicas sobre la cimentación.

El tablero es continuo en tramos tipo de 3 vanos y 180 m, disponiendo juntas de dilatación entre ellos de modo que se evita la colocación de aparatos de dilatación de vía.

Dada la magnitud del puente y lo ajustado de los plazos de ejecución, se estudia minuciosamente el proceso constructivo para optimizarlo. Finalmente se implementa mediante un sistema mixto para ejecutar el tablero colocando tramos de cajón metálico con grúas desde penínsulas artificiales y el desarrollo “in-house” de un lanzavigas autolanzable para colocación de los tramos de cajones metálicos y prelosas superiores. El tramo más pesado de cajón metálico colocado con el lanzavigas es de 1400 kN. Las cimentaciones se ejecutan desde rellenos-penínsulas temporales.

El ciclo de trabajo para completar un vano tipo se establece en 8 días.

Proyecto del viaducto mixto sobre el arroyo de los Feos en la LAV Murcia-Almería



Figura 1. Tablero en construcción.



Figura 2. Interior del tablero.

Joaquín ARROYO MÁRQUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pondio Ingenieros SL
Director
jarroyo@pondio.com

Javier PASCUAL SANTOS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
BRISSA SL
Director
javier.pascual@brissa.es

Estela RIVERA PUERTAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pondio Ingenieros SL
Jefe de Proyecto
erivera@pondio.com

Diego PAJUELO GALLARDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
BRISSA SL
Jefe de Proyecto
diego.pajuelo@brissa.es

Rafael PÉREZ VALENCIA
Ingeniero de Caminos SACYR
Director de Ingeniería
rperez@sacyr.com

Narciso PULIDO ASIN
Ingeniero de Caminos SACYR
Gerente de Proyectos
npulido@sacyr.com

Palabras clave: viaducto mixto, bijáceno, fatiga, sismo, alta velocidad, empuje, ductilidad.

Resumen

El viaducto sobre el Arroyo de los Feos es un viaducto mixto situado en el tramo Los Arejos-Níjar en la LAV Murcia-Almería. Con 908.70 metros de longitud total, 67 metros de luz de vano, y tablero bijáceno de 3.95 metros de canto con doble acción mixta generalizada a torsión en toda la longitud del viaducto, forma parte del conjunto de tres grandes viaductos mixtos ferroviarios existentes en dicho tramo. Su diseño incorpora avances significativos respecto a sus dos predecesores construidos con esta tipología, y continúa así el desarrollo tecnológico de esta magnífica concepción de puente nacida en España. El puente se construye por empuje del tablero.

En esta comunicación se atiende a tres cuestiones principales:

- Por un lado, descripción general del diseño del tablero mixto y, en particular, de todos aquellos aspectos singulares o novedosos en su tipología, como son el diseño de los diafragmas, el sistema inferior de hormigón para conferir la doble acción mixta a flexión y torsión, o el diseño general de los grandes paneles de alma, de gran esbeltez, y en particular frente a las solicitaciones derivadas del empuje del tablero.
- En segundo lugar, se describen algunas cuestiones relevantes en el diseño de la estructura metálica, como son aquellos detalles con particular incidencia en la respuesta a fatiga del puente, los sistemas de apoyo para las grandes reacciones transmitidas por el viaducto, o las disposiciones específicas para proporcionar la ductilidad necesaria en las secciones del puente.
- Finalmente, se comentan los análisis sísmicos realizados mediante un análisis no lineal en el dominio del tiempo por medio de acelerogramas, y el cálculo modal espectral complementario. Se describe la estrategia sísmica adoptada, con la disposición de amortiguadores viscosos en los estribos y recentrado por conexión a las pilas centrales. Asimismo, se analiza la incidencia de todo ello en el diseño de la subestructura, los topes transversales y los carros antilevantamiento requeridos.

Empuje del tablero del viaducto mixto sobre el arroyo de los Feos en la LAV Murcia-Almería



Figura 1. Tablero durante el empuje.

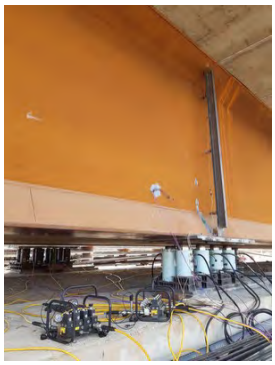


Figura 2. Pruebas de carga en parque previas al lanzamiento.

Javier PASCUAL SANTOS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pondio Ingenieros SL
Director
jpascual@pondio.com

Joaquín ARROYO MÁRQUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pondio Ingenieros SL
Director
jarroyo@pondio,com

José Carlos DÉNIZ BENÍTEZ
Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos Pondio Ingenieros SL
Jefe de Proyecto
jcdeniz@pondio.com

Pablo VIDAL FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pondio Ingenieros SL
Ingeniero de Proyecto
pvidal@pondio.com

Narciso PULIDO ASIN
Ingeniero de Caminos SACYR
Gerente de Proyectos
npulido@sacyr.com

Rafael GUILLÉN CARMONA
Ingeniero de Caminos SACYR
Jefe de Dpto. Estructuras
rguillen@sacyr.com

Palabras clave: viaducto mixto, bijáceno, fatiga, sismo, alta velocidad, empuje, ductilidad.

Resumen

El viaducto sobre el Arroyo de los Feos es un viaducto mixto con tablero bijáceno de 3.95 metros de canto y 908.7 metros de longitud situado en el tramo Los Arejos-Níjar en la LAV Murcia- Almería. La luz del vano principal es de 67 metros, y se construye por empuje del tablero.

En otra comunicación se describen las características del viaducto y los aspectos novedosos de su diseño. Esta comunicación se enfoca en el empuje del tablero, cubriendo todos los aspectos reseñables en el proceso. En particular, la comunicación atiende a tres cuestiones fundamentales:

- Por un lado, descripción general del diseño del tablero mixto en los aspectos ligados a su respuesta durante el empuje, en particular para conferir la resistencia necesaria en las almas frente a las cargas durante el avance, con valores de 7800 kN. Se detalla el diseño de las células y zuncho inferiores, el control de las almas y el diseño de la rigidización.
- En segundo lugar, se detallan las pruebas de carga realizadas en el parque de lanzamiento previamente al inicio de los empujes, al objeto de chequear la respuesta real del tablero frente a cargas introducidas para simular la acción de los patines de deslizamiento. Se muestra cómo estas pruebas pueden proporcionar información de utilidad para un desarrollo seguro de los empujes, sin requerir el empleo de sistemas con lectura continua en todas las pilas.
- Finalmente, se describen los aspectos reseñables de los medios auxiliares para el empuje y su interacción con el diseño del puente, en particular la nariz de lanzamiento, los balancines para el deslizamiento, guiaderas y sistemas de tiro. Asimismo, se abordan los controles realizados para controlar en todo momento la maniobra, que en la última fase llegó a desplazar 115000 kN de peso, y las conclusiones más relevantes extraídas de todo ello.

Algunos diseños estructurales singulares para los puentes del proyecto de ampliación de la autopista I-35 NEX central (San Antonio, Texas)



Figura 1. Diversas tipologías de pilas empleadas: “hammerheads” y “straddle bents”.



Figura 2. Construcción del cabezal de una de las pilas excéntricas con fuste postesado.

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. CEO
Universidad de Cantabria
oramos@orramoseng.com

Guillermo ORTEGA CARRERAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Jefe de Proyecto
gortega@orramoseng.com

Pablo CARRIÓN MANTILLA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de Puentes
pcarrion@orramoseng.com

Ander Mikel ASENSIO EGAÑA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de Puentes
amasensio@orramoseng.com

Ricardo Rafael PEREIRA DE SOUSA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Jefe de Proyecto
rpereira@orramoseng.com

Antonio NORIEGA ARENA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de Puentes
anoriega@orramoseng.com

Palabras clave: pilas excéntricas, postesado, cimentación conjunta, vano metálico, fatiga.

Resumen

Como parte del proyecto de ampliación de capacidad de la autopista I-35 en las inmediaciones de San Antonio (Texas) se ha llevado a cabo el diseño completo de 9 puentes, totalizando 84 vanos y 90 pilas. Tres de estos puentes pertenecen al quinto nivel del intercambiador de la autopista I-35 con la autopista de circunvalación de San Antonio, Loop 1604.

Los tableros consisten en vanos isostáticos de vigas doble T (las I girders de Texas). Se han empleado mayoritariamente las vigas Tx70, de 70 pulgadas de canto (1778 mm), alcanzándose con ellas luces de hasta 150 ft (45 m).

Para luces superiores a los 150 ft se proyectaron dos vanos metálicos, con vigas de sección doble T: uno de ellos recto con una luz de 235 ft (72 m) y el otro curvo (de radio 750 ft – 229 m) para salvar una luz de 185 ft (56 m).

La tipología de pila más comúnmente empleada ha sido la tipo “hammerhead”, considerándose hasta 60 ft (18 m) de altura de pila un único pilote por pila. También se han utilizado pilas tipo pórtico, conocidas en Texas como “straddle bents” (Fig. 1). Para luces de pórtico superiores a 80 ft (24 m) los dinteles se han postesado, llegándose a proyectar un “straddle bent” postesado de 127 ft (39 m) de longitud.

Destaca el diseño realizado para dos pilas, tipo “hammerhead” excéntricas, de 97 ft (30 m) de altura (Fig. 2), que han requerido el postesado del fuste. A su vez, estas dos pilas comparten cimentación con las pilas de otros puentes adyacentes, por lo que fue preciso realizar una modelización específica para poder obtener las carga en los pilotes de la cimentación conjunta.

Transport and Installation of New Verbindingsbrug Bridge. Zeebrugge – Belgium



Figure 1. Mobile deck approaching to the lowest canal bridge that had to be crossed.

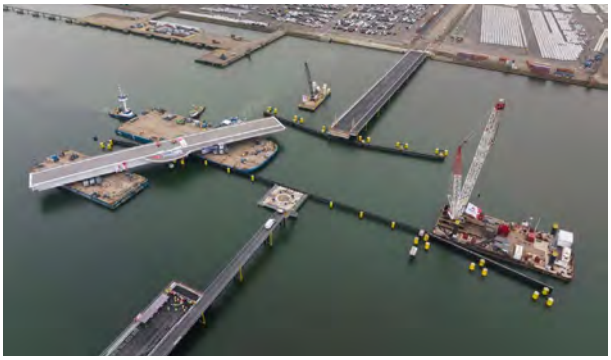


Figure 2. Side view of the following installation phases.

José María MARTÍNEZ GUTIÉRREZ
MSc Civil Engineer
SARENS
Technical Solutions Spain Manager
Josemaria.martinez@SARENS.com

Dimitri LAURENT
MSc International Management & Business Studies
SARENS
Sales Manager HUB2 – Southern Europe / Africa
dimitri.laurent@SARENS.com

Keywords: construction of structures, carousel bridge, SPMTs, barges.

Abstract

Sarens received the order in 2020 to transport and install one of the largest carousel bridge in Europe for our client Victor Buyck Steel Construction.

The scope included three phases:

- Jacking and weighing of the bridge in the workshops in Ghent, where the bridge was completely assembled.
- Transport of the bridge deck from Ghent to Zeebrugge
- Bridge installation.

In September´21, Sarens also installed the carousel under the bridge which was used to open the bridge in its operational state. 8x450t jacking towers raised the 2.000T bridge 2m to position the carousel using 10 Self Propelled Modular Trailers (SPMTs).

A few weeks later, the entire bridge and carousel were weighed using 8x500t cells and jacks, to know the exact weight and center of gravity of the entire structure.

In January´22, the bridge was transported to Zeebrugge. The height of the bridge didn´t allow to pass underneath the bridges over the Ringvaart Canal which demanded that we transport it on Karel & Victor (KV) special twin barges.

66 SPMTs drove the bridge on the barges during a 12-hour closure of the canal, as the 130m-long bridge covered the entire canal.

To cover the 3km-long narrow and low height on the Ringvaart Canal, KV were ballasted to only 300mm freeboard, to get 100mm clearance under the Canal bridges.

After sailing down the Ringvaart Canal, the twin barges sailed to Kluizendok in Ghent and were moored again. Barge Louis was prepared to transfer the bridge from KV to this larger barge with SPMTs. Louis travelled from Ghent to Zeebrugge via the North Sea.

Finally during a 48h closure of the ship traffic, Louis and KV sailed the bridge in catamaran style finished the operation successfully on time with the entire satisfaction of our client.

REHABILITACIÓN. EDIFICACIÓN

Preservation, Reuse and Expansion of Building Structures: a Swiss Perspective



Figure 1. Columns cut during the construction.

Borja HERRAIZ GOMEZ
Dr. sc. ETH, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LMP Estructuras & Fachadas
Head of Madrid Branch
her@lmp-ing.ch

Keywords: preservation, reuse, circularity, Switzerland.

Abstract

Switzerland has set itself the goal of becoming climate-neutral by 2050 and reducing greenhouse gas emissions to zero. With the net-zero target for 2050, Switzerland is making its contribution to limiting global warming to 1.5°. Since around 38% of CO2 emissions worldwide are caused by the building and construction sector, cautious and dedicated structural planning can make a significant contribution to reducing the CO2 footprint in the future. Probably the most important contributions here are the preservation, reuse and expansion of existing buildings structures.

This paper aims to present different existing building structures projects from Switzerland developed by our practice, in which various novel strategies have been implemented to ensure its preservation. Examples go from innovative retrofitting techniques with highly efficient materials with outstanding mechanical properties such as Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC), clever modifications on structural systems to avoid or reduce additional intervention measures as well as strategies to integrate expansions, topping-ups and even whole new buildings in existing structures. In addition, examples of first pilot projects pursuing circular economy in construction or reuse of dismantled structural elements from existing buildings will be introduced.

Sustitución integral de un paño de forjado dañado en el aparcamiento del Bilbao Exhibition Centre (BEC) en Bilbao

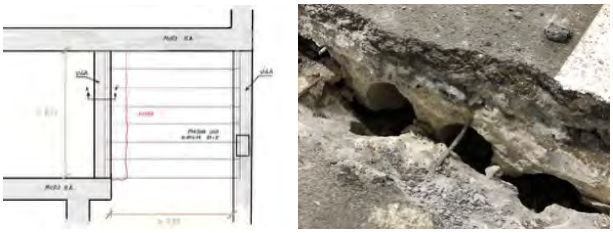


Figura 1. Planta de localización de la fisura y estado tras realizar cata de comprobación.

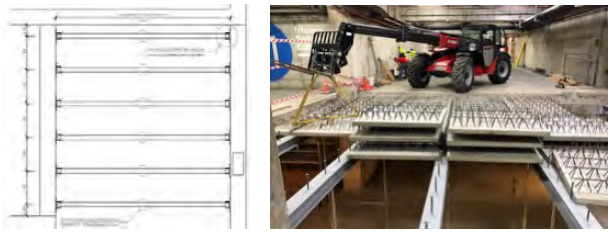


Figura 2. Esquema en planta de solución propuesta y colocación con maquinaria de pequeñas dimensiones.

José Manuel BARAIBAR DÍEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
VIUDA DE SAINZ, S.L.
Director Técnico
jmbaraibar@viudadesainz.com

Argimiro MARTIN RIOSECO
Ingeniero Industrial
VIUDA DE SAINZ, S.L.
Director Técnico
amartin@viudadesainz.com

Jorge GIL FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DINGEMAS INGENIERIA S.L.U
Director General
jorge@dingemas.com

Palabras clave: prehabilitación, reparación, aparcamiento, forjado, placa alveolar, rasante, gálibo reducido, prelosa, solución mixta.

Resumen

El Bilbao Exhibition Centre (BEC) es un recinto ferial sede de la Feria de Muestras de Bilbao. Se inauguró en 2004, cuenta con una extensión de más de 250.000 m^2 sobre rasante, y un aparcamiento para más de 4.000 vehículos en 3 niveles subterráneos.

En el año 2021, en la planta -1, junto a una salida de vehículos, se detecta un avance centimétrico súbito de unos 5 cm en una fisura en la cara superior de un paño de forjado, tras años de desarrollo inapreciable según el equipo de mantenimiento del aparcamiento.

El forjado de toda la planta es alveolar, con capa de compresión, de espesor 20+5 cm. El forjado afectado presentaba una luz de 7,80 m. La fisura era transversal, sensiblemente perpendicular a su dirección principal y paralela a la línea de apoyo, aproximadamente a 1 m del mismo.

El modo de rotura responde a un patrón de rotura por rasante, posiblemente amplificado por fenómenos dinámicos originados por el paso de vehículos sobre la zona de rotura.

Ante el inminente riesgo de rotura, se demuele de forma controlada y se rehabilita con una solución diferente a la tipología inicial por la existencia de un gálibo reducido (<3 m) y una gran dificultad de acceso de materiales desde el exterior. Se proyecta una solución mixta compuesta por 6 vigas HEB-200 sobre las que se disponen prelosas colaborantes de dimensiones 1,35 x 1,40 m y una losa superior de hormigón de 20 cm de espesor.

Esta solución permite una construcción secuencial en piezas más pequeñas que pueden ser colocadas dentro del edificio con maquinaria de pequeña dimensión, en tanto el resto del aparcamiento continúa permanentemente operativo.

Sistemas provisionales para apeo de muros de fábrica con pies derechos de madera



Figura 1. Vista de castilletes provisionales.



Figura 2. Vista de vigas de apeo de gran canto.

Francisco GONZALEZ RAMOS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
BETAZUL
Director
francisco@betazul.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Belén BALLESTEROS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Ingeniero
belen.ballesteros@mc2.es

Paula VILLANUEVA LLAURADÓ
Dr. Arquitecto
UPM
Profesora
paula.villanueva@upm.es

David FERNANDEZ MONTES
Dr Ingeniero de Caminos
BETAZUL
Director Técnico
david.fernandez.montes@upm.es

Palabras clave: prehabilitación, apeos, muros de fábrica, seguridad.

Resumen

En las actuaciones de rehabilitación de edificios históricos es habitual la necesidad de acometer el apeo de muros de fábrica existentes.

Es frecuente que el estado estructural en el que se encuentran estos muros sea de muy mala calidad y que sea necesario emplear sistemas lo menos invasivos posibles, invalidando soluciones típicas como los apeos mediante elementos de perfil pasante.

Aunque la metodología es de aplicación general, en particular se ha aplicado en la ciudad de Madrid, donde una buena parte de los muros de edificios antiguos presentan además de la fábrica, vigas y pies derechos de madera.

La solución propuesta consiste en vigas de apeo provisional sobre castilletes también provisionales, diseñados de tal forma que puedan ser reutilizados en el apeo de las diferentes alineaciones de muro con pies derechos de madera que se vayan a realizar progresivamente.

Las vigas de apeo se definen como vigas armadas en C de gran canto situadas a ambos lados del muro y conectadas con barras pretensadas, cuya compresión permita transferir la carga vertical del muro a dichas vigas de apeo. A su vez, estas se apoyan en los castilletes, que se definen como una estructura de tubos situados por fuera de la estructura existente, sin diagonales y fácilmente desmontables. Dado que lo habitual es no poder ejecutar la cimentación definitiva hasta que no se haya descargado el muro existente, se define un encepado provisional, que se puede ejecutar con mayor facilidad en alguna planta superior a la cimentación definitiva y que aprovecha los micropilotes de la fase definitiva para su apoyo.

Una vez apeado el muro, se ejecuta la estructura definitiva de los distintos niveles avanzando desde el nivel apeado hacia la cimentación, quedando todo el sistema provisionalmente colgado de los castilletes de apeo hasta que se pueda ejecutar la cimentación definitiva.

Descenso sincronizado de dos edificios completos con gatos hidráulicos



Figura 1. Vista de castilletes provisionales.

Juan LIMA
Ingeniero Civil
VSL International
Director Centro Técnico
juan.lima@vsl.com

Abraham HIDALGO
Ingeniero Civil y Geólogo
VSL Construction Systems, SA
Responsable Depart Reparación Estructural
abraham.hidalgo@vsl.com

Jorge APARICIO
Dr. Ingeniero de Caminos
INGETURARTE
Socio Director
japagar@telefonica.net

Gerant Y. BORDÓN
M. Architect. Senior Structural Consultant
SOCOTEC
Director Depart Estructuras – Área Edificación
gerant.bordon@socotec.com

Pedro OSSÓ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
VSL Construction Systems, SA
Country Manager España
pedro.osso@vsl.com

Palabras clave: descenso, reparación, movimiento grandes cargas, sincronización.

Resumen

La comunicación presenta dos maniobras extremadamente complejas de descenso de estructuras completas de edificación, rebajando en ambas más de 1 metro su altura.

Ambos descensos, en Barcelona y Palma de Mallorca, se realizaron por motivos urbanísticos en zonas urbanas y como única alternativa a la demolición completa de la estructura y posterior reconstrucción.

Para el de Barcelona, se presenta el descenso de las 2 plantas superiores del edificio de uso hotelero de 7 niveles sobre rasante, descendiendo su cota 106cm. La maniobra se realizó con un total de 29 gatos hidráulicos sincronizados ubicados en 23 pilares y 3 muros; pilares y muros que fueron cortados previo descenso y reconectados tras el descenso.

Para Palma, en una configuración más compleja, se presenta el descenso de un edificio de 4 forjados sobre rasante desde nivel sótano y con 45 gatos hidráulicos sincronizados; completando un descenso de 140cm en la altura del edificio.

La comunicación presenta los proyectos de ambas maniobras (SOCOTEC-VSL en Barcelona & INGETUARTE-VSL en Palma) y su ejecución detallando, entre otros:

- El proyecto de la cinemática de ambas maniobras
- La ingeniería de procesos previa, durante y posterior a la maniobra
- La ingeniería de los sistemas temporales de estabilización horizontal y vertical del edificio
- El sistema de sincronización empleado, con una monitorización activa de los gatos hidráulicos con objeto de evitar automáticamente descensos diferenciales mayores a 5mm
- Sistemas de by-pass de cargas verticales en pilares y muros generados por la limitación de carrera de los gatos
- Y la propia ejecución de las maniobras de descenso

El proyecto y las maniobras se realizaron enfatizando en su desarrollo los criterios de seguridad y de redundancia estructural que permitieran, ante hipotéticos fallos de un elemento, que el sistema tomara las cargas y se garantizara la adecuada seguridad.

Análisis de los daños provocados por el incendio del encofrado de la losa de fondo de un depósito de gas licuado



Figura 1. Ejemplo de los daños provocados por el fuego en la estructura.

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología
ediazpavon@intemac.es

Javier RODRÍGUEZ SOLER
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PRINCIPIA
jrodriguez@principia.es

Idoya SANZ RUIZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Directora de Unidad de Ensayos Estructurales
isanz@intemac.es

Raúl Rubén RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director de la División de Estudios
rrodriguez@intemac.es

Palabras clave: fuego, incendio, patología, depósito.

Resumen

Este tipo de fuegos tienen unas características particulares:

- Por un lado, el propio encofrado sirve de capa protectora del hormigón, retrasando la exposición de éste al fuego.
- Por otro, la carga de fuego debido al encofrado no suele ser significativa y en general no se producen fuegos totalmente desarrollados, aunque las temperaturas sí pueden ser localmente elevadas, aparte de tener tasas de calentamiento igualmente altas.
- Por último, el hormigón afectado por el fuego es todavía muy joven, y por tanto aún tiene contenidos de humedad elevados.

Los factores anteriores hacen que el principal daño en el hormigón ante este tipo de fuegos sea el *spalling* explosivo por evaporación del agua intersticial, que suele ser muy aparatoso pero que no tiene normalmente trascendencia. Las temperaturas que se alcanzan en el interior del hormigón son en, cambio reducidas, no afectando el fuego a sus características mecánicas más que muy superficialmente, y siendo normalmente los efectos mecánicos despreciables.

En la presente comunicación se presentan los resultados del estudio realizado en la estructura de la losa de fondo de un depósito de gas licuado (losa circular de 89 m de diámetro y 1,20 de espesor, elevada 2 m respecto del nivel de suelo, y apoyada en pilas-pilote de sección circular de 1,20 m de diámetro), en la que el fuego del encofrado afectó tanto a esta como al tramo descubierto de las pilas, cuyo hormigón, aparte de conservar contenidos de humedad muy elevados, era además un material muy compacto, produciéndose daños significativos en algunas zonas (figura 1) que, en todo caso, pudieron ser reparados con técnicas convencionales.

Análisis de la calidad del hormigón de una estructura existente. Aplicación al antiguo mercado de frutas y verduras de Legazpi

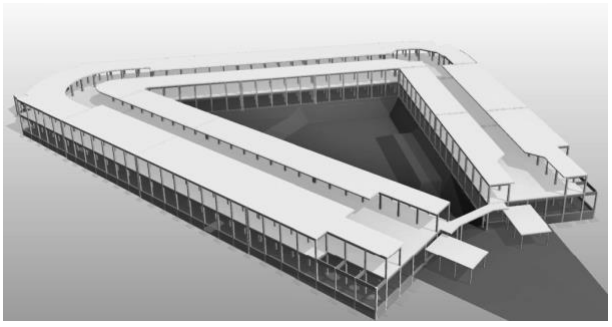


Figura 1. Vista 3D del mercado.



Figura 2. Vista de la planta baja.

Jesús Mª RODRÍGUEZ ROMERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Área de Evaluación y Patología
jmrodriguez@intemac.es

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología
ediazpavon@intemac.es

Raúl Rubén RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director de la División de Estudios
rrodriguez@intemac.es

Palabras clave: hormigón, evaluación, estructura existente.

Resumen

La estimación de la resistencia del hormigón es uno de los principales condicionantes en la evaluación de estructuras existentes. La norma UNE EN13791:2020 *Evaluación de la resistencia a compresión in situ en estructuras y elementos prefabricados de hormigón* establece un marco normativo en el que basar el planteamiento de dicha investigación e interpretación de los resultados.

Sin embargo, las propias características del hormigón en la mayoría de estructuras antiguas (especialmente en aquellas anteriores a los años 80 del pasado siglo, aunque no exclusivamente), con coeficientes de variación de las resistencias que suelen rondar el 25 %, unido a las propias limitaciones tanto por condicionantes económicos como por el daño que le supone a la estructura la extracción de testigos, hacen que para obtener información suficiente de cara a la evaluación sea normalmente recomendable combinar dichos testigos con la medida del impulso ultrasónico. De hecho, así lo recomienda la citada normativa en su Anexo A (informativo).

Así se ha realizado previamente y durante las obras de acondicionamiento que se están llevando a cabo en la estructura del Antiguo Mercado de Legazpi de Madrid, construida en torno al año 1929 en hormigón armado y que cuenta con unos 1000 tramos de pilar, de los cuales, en diferentes fases de investigación, se extrajeron testigos en torno al 10 % de los mismos y se realizaron medidas de ultrasonidos en todos ellos.

En la presente comunicación se comentan algunos aspectos tanto relativos al planteamiento de las campañas de investigación de la calidad del hormigón como sobre los resultados obtenidos.

Refuerzos estructurales frente a cortante y punzonamiento en forjados bidireccionales de hormigón armado de edificios destinados a uso residencial



Figura 1. Vista general de refuerzo frente a esfuerzo cortante.

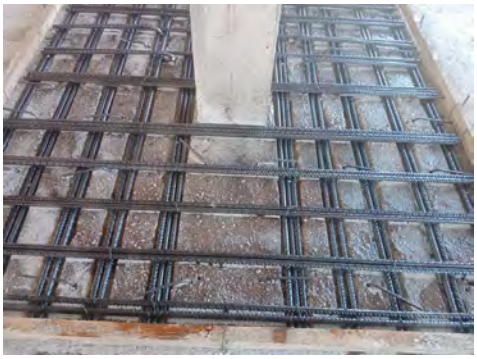


Figura 2. Vista general de refuerzo frente a punzonamiento.

David FERNANDEZ MONTES
Dr Ingeniero de Caminos
BETAZUL
DirectorTécnico
david.fernandez.montes@upm.es

Francisco GONZALEZ RAMOS
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
BETAZUL
Director
francisco@betazul.es

Salvador DOMÍNGUEZ GIL
Arquitecto
SOCOTEC
Especialista en Sostenibilidad
salvador.dominguez@socotec.com

Rubén SÁNCHEZ PASCUAL
Arquitecto Técnico
BETAZUL
Jefe de Obra
ruben@betazul.es

Pablo ANAYA GIL
Dr Arquitecto
SOCOTEC
Jefe de Equipo
pablo.anaya@socotec.com

Miguel JORDÁ ARBONA
Arquitecto
SOCOTEC
Técnico de Proyectos
miguel.jorda@socotec.com

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras.

Resumen

Las actuaciones de mantenimiento, rehabilitación y refuerzo de estructuras son actividades cada vez más relevantes, bien sea por la degradación de las propias estructuras existentes o por la introducción de nuevas solicitaciones o requerimientos normativos en las mismas. Incluso por errores durante las fases de proyecto y/o ejecución.

Es el caso de los edificios de un complejo residencial en la Comunidad de Madrid que fueron objeto de una evaluación estructural que establecía la necesidad de refuerzo generalizado. Dicho complejo residencial consta de cuatro edificios de cuatro plantas sobre rasante y planta rectangular de 25m de ancho y 75m de largo. Cada edificio presenta dos alas simétricas divididas por juntas sin duplicación de soportes, siendo la disposición de los mismos sensiblemente irregular, incluso con apeos de soportes en fachada.

Dado que las condiciones de seguridad y el estado de la estructura existente permitían afrontar el problema mediante actuaciones de rehabilitación y con los objetivos de minimizar el impacto social, económico y temporal asociado a la demolición y reconstrucción de los edificios e intentar contribuir a la sostenibilidad mediante la reducción del impacto ambiental (minimizando ruidos y residuos entre otros) se decidió proyectar y ejecutar una rehabilitación mediante refuerzos en cimentación, pilares, vigas, forjados reticulares y losas de hormigón armado.

La presente comunicación se centra en los refuerzos estructurales frente a esfuerzo cortante y punzonamiento (previniendo fallos estructurales frágiles) requeridos en estos forjados que, debido a las diferentes condiciones de contorno encontradas, implicaron el diseño y ejecución de varias tipologías de refuerzos.

Entre los principales aspectos que se expondrán se encuentran el diseño y ejecución de los detalles de refuerzo de acuerdo con modelos ajustados a la realidad de los mecanismos resistentes a cortante y punzonamiento del hormigón armado, que, frecuentemente, condicionan la efectividad de los mismos.

Roof-level Retrofitting Beams to Prevent Progressive Collapse: a Study on Their Effectiveness in a Steel Building

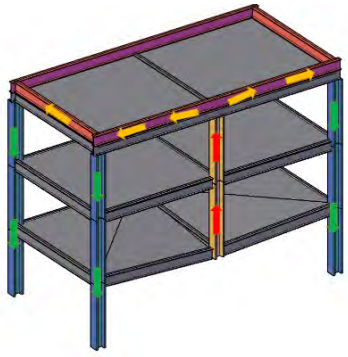


Figure 1. Conceptual diagram of the studied retrofitting technique against collapse.

Salvador Marcos ARIAS-GRACEY
Ingeniero Civil
Universitat Politècnica de València
Investigador predoctoral
marigra2@upv.es

Lisbel RUEDA-GARCÍA
Dra. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Investigadora Posdoctoral
lisruega@upv.es

Manuel BUITRAGO
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Investigador Posdoctoral
mabuimo1@upv.es

Brais BARROS
Dr. Ing. Industrial
Universitat Politècnica de València
Investigador Posdoctoral
bbargon1@upv.es

Jose M. ADAM
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de València
Catedrático de Universidad
joadmar@upv.es

Keywords: robustness, progressive collapse, steel building, retrofitting beam, ALPs, FEM.

Abstract

In several past disasters, it has been observed that a local failure in a structure can trigger a partial or total collapse. Combined with the growing frequency of extreme events, this makes it imperative to focus on the robustness of structures, especially those that are critical or whose failure could cause loss of life. In response, many countries have developed robustness provisions in their design codes over the last few decades. Nevertheless, most existing buildings pre-date these requirements.

Numerous techniques have been proposed to enhance the robustness of existing buildings; however, many are local and globally inefficient, or so complex that they see little practical use. One practical solution for existing buildings is to install strengthening beams on the top floor that can establish an alternative load path if one or more lower-storey columns fail, thus preventing progressive collapse (Figure 1).

This study presents a finite-element numerical analysis to evaluate the effectiveness of the proposed strengthening system in a steel-framed building representative of Spanish construction practice. The building is designed and modeled in accordance with the relevant codes; various column-loss scenarios are simulated, and several reinforcement-beam configurations are assessed for their ability to avert progressive collapse. The optimal configuration is identified on the basis of key performance indicators for the structure. The results demonstrate the effectiveness of the technique.

Recalce de cimentación de la Casa del Labrador de Aranjuez



Figura 1. Vista edificio.

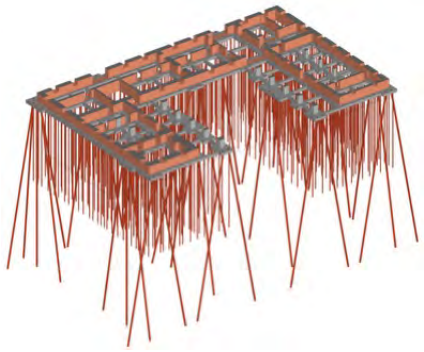


Figura 2. Vista modelo de cálculo.

Antonio Manuel BUENO BLEDA
Arquitecto. Máster Estructuras de Edificación
Mecanismo Ingeniería
Jefe de equipo
antonio.bueno@mecanismo.es

Juan REY REY
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Universidad de A Coruña
Director / Prof. Asociado
juan.rey@mecanismo.es

Jacinto RUIZ CARMONA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Univ. Politécnica de Madrid
Director Técnico / Prof. Asociado
jacinto.ruiz@mecanismo.es

Palabras clave: Casa del Labrador, Patrimonio Nacional, recalce, refuerzo, cimentación, micropilotes, postesado, inyecciones armadas, resinas.

Resumen

El artículo aborda los trabajos desarrollados en proyecto de emergencia y posterior obra para el recalce de cimentación de la Casa del Labrador en Aranjuez, palacete del neoclásico español construido como casa de campo a voluntad del Rey Carlos IV, a finales del Siglo XVIII.

Situado sobre un terreno aluvial a orillas del Tajo, a lo largo de su historia, el edificio ha sufrido inundaciones, ataque de termitas, patologías por asentamientos, humedades... aspectos que afectaron directamente a la cimentación profunda planteada originalmente de pilotes de madera soportando arcadas de fábrica de ladrillo.

La desaparición de la cimentación profunda original ha favorecido el avance de patologías, sufriendo importantes movimientos en los últimos años inducidos por el fallo de la cimentación, unido a unas deficientes características portantes del terreno en superficie. Estos desplazamientos comenzaron a afectar de forma importante a las obras de arte y pinturas en fresco que alberga el edificio e incluso a la estabilidad del propio inmueble.

Todos estos condicionantes requirieron del desarrollo de una solución específica de refuerzo desarrollada por un equipo multidisciplinar:

- Investigaciones geotécnicas para análisis del terreno
- Monitorización activa y extensiva del edificio para controlar cualquier movimiento antes, durante y tras la intervención.
- Diseño y dimensionado de un sistema de recalce de cimentación que garantice su estabilidad, resistencia y rigidez.

Durante este proceso de trabajo, se determina la implementación de los siguientes sistemas de refuerzo:

- Cimentación profunda mediante micropilotes de Ø150 con inyección repetitiva bajo los muros de carga del edificio.
- Micropilotes de Ø300 mm a mayor profundidad para costura de los estratos inferiores del terreno.
- Inyecciones armadas y de resinas en zonas no accesibles para la maquinaria de cimentación profunda.
- Sistema de tendones postesados para la transmisión de carga del edificio a vigas de cimentación sustentadas por micropilotes.

Modificación estructural del subsuelo de las instalaciones de Roland Garros para la creación del museo del tenis y de un auditorio



Figura 1. Vista edificio.



Figura 2. Imagen de las dos vigas pretensadas antes de la demolición del pilar.



Figura 3. Imagen del Auditorio casi finalizado.

Miquel PEIRO SENDRA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arquitecto
Profesor Titular de Universidad – Construcción
Escuela de Arquitectura de Bretagne
Socio fundador bordas+peiro
miquel_peiro@ciccp.es

Anna Maria BORDAS GELI
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Arquitecta
Catedrática de Universidad - Proyectos
Escuela de Arquitectura Paris Val de Seine
Socia fundadora - bordas+peiro
bp@bordaspeiro.eu

Bastian NININO
Ingénieur des Ponts Paristech
Responsable de operaciones
Jefe de Proyecto
bordas+peiro
ninino@bordaspeiro;eu

Palabras clave: recalce, renovación, hormigón, postensado, pretensado.

Resumen

El nuevo museo del Tenis situado en las instalaciones del Roland Garros está localizado debajo de lo que fue en un principio un estadio de Tenis y que se convirtió más tarde en la explanada de la entrada principal al complejo deportivo después de las obras de renovación del estadio principal Philippe Chatrier.

La Federación Francesa de Tenis quería aprovechar los volúmenes existentes en el subsuelo para crear un auditorio en la sala principal y un museo. En la zona donde se quería disponer el auditorio, se encontraban unos pilares de hormigón de 80 cm de diámetro que soportaban las vigas de hormigón armado dónde se apoyan las losas de la explanada. Por razones de uso del auditorio, era necesario suprimir uno de los pilares, pero manteniendo la altura libre existente para que se pudiera utilizar el auditorio.

Las condiciones de acceso al subsuelo eran muy complicadas, lo que nos llevó a diseñar dos vigas pretensada de 21 metros de luz colocadas en paralelo y de cada lado del pilar, que nos permitían descargar el pilar que se quería demoler.

Las vigas se apoyan sobre nuevos muros de hormigón con sus propios cimientos, evitando los cimientos existentes. Como no era posible pretensar la viga antes de su construcción, el proceso de pretensión necesitó una etapa de postensado in situ.

La presente propuesta de comunicación trata de explicitar y analizar las razones que nos llevaron a ésta solución así como el método constructivo empleado y los problemas que se encontraron durante la obra y como se resolvieron.

Intervenciones estructurales en la rehabilitación de la Puerta de Alcalá (Madrid)



Figura 1. Reparación y cosido de fisuras en el grupo escultórico 2.

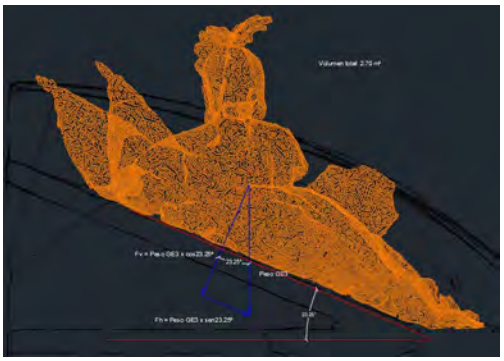


Figura 2. Análisis de volúmenes y peso del grupo escultórico 3.

Jacinto RUIZ CARMONA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Univ. Politécnica de Madrid
Director Técnico / Profesor Asociado
jacinto.ruiz@mecanismo.es

Juan REY REY
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Mecanismo Ingeniería / Universidad de A Coruña
Director / Profesor Asociado
juan.rey@mecanismo.es

Antonio BUENO BLEDA
Arquitecto. Máster Estructuras de Edificación
Mecanismo Ingeniería
Jefe de Equipo
antonio.bueno@mecanismo.es

Luis MARCOS NIETO
Arquitecto
Mecanismo Ingeniería
Coordinador BIM
luis.marcos@mecanismo.es

Palabras clave: restauración, Puerta de Alcalá, anclajes a piedra, emplomados, análisis de bóvedas y arcos, estabilida de estatuas.

Resumen

Durante el año 2023 se llevaron a cabo las labores de restauración y rehabilitación de la Puerta de Alcalá de Madrid. Durante el desarrollo de las obras y dentro de un amplio equipo multidisciplinar, que contemplaba entre otros arquitectos, restauradores, arqueólogos, herreros y escultores, Mecanismo Ingeniería ha realizado una asistencia técnica en materia de estructuras. Las labores fundamentales han sido por un lado (1) la evaluación de la seguridad por la disposición de los apoyos sobre la puerta de los andamios/jaulas que debían sujetar las estatuas durante las labores de restauración, y por otro (2) el propio análisis de estabilidad de las diferentes esculturas en su estado definitivo y de cada una de las partes que las forman.

Dentro de las actividades referentes a la verificación de los apoyos de las jaulas sobre la puerta, se han estudiado diferentes casuísticas, desde el estudio experimental de la capacidad de anclajes en juntas, con el fin de no dañar la piedra, hasta la caracterización de las bóvedas que conforman las cubiertas, para analizar la repercusión de la disposición de los apoyos de las jaulas sobre ellas.

En cuanto a los estudios de estabilidad de las estatuas, a partir de los escaneados 3D, se han evaluado los pesos de las diferentes piezas y analizado la estabilidad de éstas y cada una de las piezas que forman cada escultura. Fruto de este análisis, en los trabajos de restauración se dio estabilidad a siete de los once grupos de esculturas que se sitúan sobre la puerta. También se analizan las tensiones en los elementos de cosido entre piezas.

Finalmente, se analizaron otros elementos auxiliares como los anclajes de las nuevas líneas de vida dispuestas para el mantenimiento y el anclaje de rastreles sobre las bóvedas existentes para la disposición de la nueva cubierta ventilada.

Estudio de las causas del colapso de una cubierta de grandes dimensiones



Figura 1. Vista exterior del colapso.

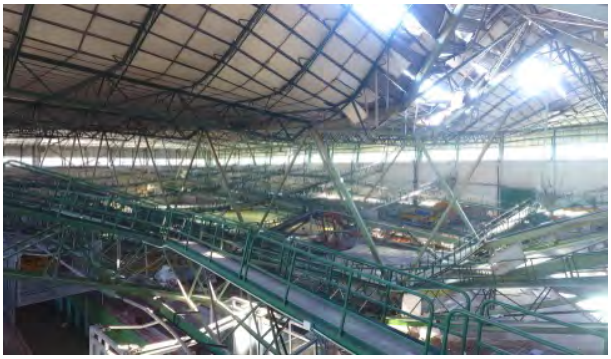


Figura 2. Vista interior del colapso.

Javier MARTÍNEZ GARCÍA
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
CEDEX
Jefe de Sección Técnica
javier.martinez@cedex.es

Alejandro CLEMENTE GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CEDEX
Director de Programa
alejandro.clemente@cedex.es

Antonio MORALES HERAS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA
Jefe de Equipo
anmorales@typsa.es

Ismael CARPINTERO GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
CEDEX
Jefe de Área de Estudios y Auscultación de Estructuras
ismael.carpintero@cedex.es

Palabras clave: robustez, cubierta, nevada, colapso estructural, soldadura.

Resumen

La borrasca Filomena, que tuvo lugar en enero de 2021 y afectó principalmente al interior peninsular, reveló que muchas estructuras de cubiertas no presentaban la fiabilidad prevista conforme a los criterios de diseño y ejecución que se utilizaron en su construcción. La carga de nieve que provocó el temporal no superó, en prácticamente ninguna localización, la carga máxima de servicio especificada en la normativa de acciones (actual e histórica) de aplicación en España.

El caso particular objeto de este trabajo es una cubierta de unos 40 años de edad, con 8.000 metros cuadrados de superficie sin pilares interiores, y cuyo colapso se produjo a raíz de un defecto sistemático de ejecución que dio lugar a un fallo localizado de un elemento, desencadenando el hundimiento de toda la estructura. Por tanto, se trataba de una estructura diseñada sin criterios mínimos de robustez, de forma que la nevada fue el factor desencadenante de un colapso que podía haberse producido de manera sorpresiva con anterioridad.

Dado que tras el colapso la cubierta presentaba una situación de inestabilidad no controlada, el análisis forense del siniestro estuvo condicionado por la imposibilidad de acceso al interior de la obra y los requisitos de seguridad del proceso de desmontaje. Sin embargo, estas dificultades pudieron solventarse gracias al empleo de las nuevas tecnologías de inspección que se han venido desarrollando durante los últimos años.

Análisis de una estructura histórica de D. Ildefonso Sánchez del Río: el Palacio de los Deportes de Oviedo



Figura 1. Vista de la cubierta desde el interior.

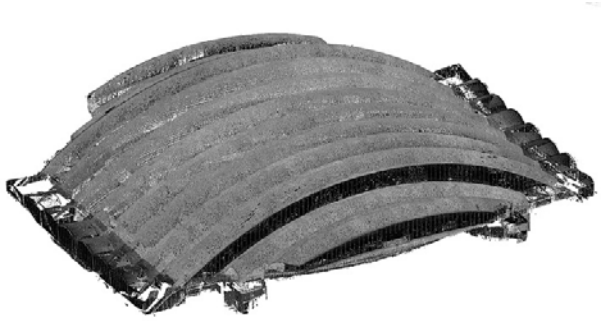


Figura 2. Nube de puntos correspondiente al escaneo láser de la estructura de cubierta.

Luca CERIANI
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
luca.ceriani@mc2.es

Guillermo BLANCO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Jefe de Proyectos
guillermo.blanco@mc2.es

Álvaro SERRANO CORRAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director Técnico
alvaro.serrano@mc2.es

Ginés LADRÓN DE GUEVARA MÉNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA)
Director de Proyectos
gines@mc2.es

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras, historia de las estructuras, cubierta, estructura laminar, escaneo láser, pandeo global, rehabilitación.

Resumen

La cubierta del Palacio de los Deportes de Oviedo, inaugurado en el año 1975, representa la culminación de la obra de D. Ildefonso Sánchez del Río, quien demostró la eficiencia del sistema constructivo constituido por arcos-onda para grandes luces. El espacio de la cubierta está constituido por tres volúmenes, uno central formado por 8 arcos-onda de 100 m de luz y dos laterales compuestos por 2 arcos de 90 m. Dichas piezas están compuestas por una lámina nervada de hormigón ligeramente armado de entre 4 y 6 cm y cuyos nervios se generan entre aligeramientos cerámicos de la propia bóveda.

El análisis de la estructura surge de la necesidad de establecer su seguridad frente al incremento de carga debido a la instalación de una nueva impermeabilización y de un videomarcador en su sección central, así como la evaluación de su estado de conservación. Esta última ha determinado la necesidad de llevar a cabo la rehabilitación de las rótulas de arranque de los arcos y el refuerzo de algunas de ellas. La directriz teórica de los arcos-onda, según proyecto, era una parábola de cuarto grado, aproximación de la curva catenaria antifunicular de una carga uniformemente repartida. Para analizar adecuadamente el comportamiento de los arcos se determinó previamente su geometría real, realizando un escaneo mediante un sistema láser 3D, obteniéndose una nube de puntos y determinando una desviación de 76 mm en la clave de los arcos respecto a la geometría teórica, circunstancia coherente con el comportamiento esperado de los arcos a largo plazo. Mediante unos análisis geométricamente no lineales de pandeo global y local de los arcos, se comprobó que éstos presentan un comportamiento favorable frente al estado límite de inestabilidad. Por otro lado, se realizaron unos análisis lineales evolutivos frente a las acciones actuales, obteniéndose los esfuerzos en las secciones críticas con los que se determinó el nivel de seguridad de la estructura.

El estudio realizado ha puesto de manifiesto que esta grandiosa estructura, intuitiva y osada, todo un hito en la historia de las tipologías estructurales laminares en hormigón armado, cumple con los requisitos estructurales planteados por la normativa actual, tan distante de los códigos normativos vigentes en el momento de la construcción.

Estación de Chamartín. Refuerzo de vigas y forjados existentes



Figura 1. Vista del refuerzo desde abajo: refuerzo de fibras en viga y perfiles metálicos en placas pi.



Figura 2. Vista del refuerzo desde arriba: instalación de conectadores sobre los perfiles metálicos de refuerzo y colocación de armadura de la nueva capa de compresión.

David SANZ CID
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Juan Luis BELLOD THOMAS
Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Director General
cesma@cesmaing.com

Peter TANNER
MSc ETH, Zürich; Dr. Ing. de CCyP
CESMA Ingenieros S.L.
Ingeniero
cesma@cesmaing.com

Palabras clave: ampliación de estructuras, edificio emblemático, infraestructura ferroviaria, refuerzo con bandas de fibra de carbono.

Resumen

La ampliación de la estación de Chamartín en Madrid busca la optimización de su funcionalidad, mejorando su accesibilidad. Entre otras actuaciones se incluye la construcción de un nuevo vestíbulo, cuatro vías adicionales para alta velocidad, con sus respectivos andenes, y la remodelación de los andenes existentes.

En el caso de los vestíbulos, la modificación de los accesos y, en general, los cambios de uso hacen que su estructura, inicialmente definida para soportar cargas ligeras, pase a tener acabados más pesados e incluso tener que soportar el paso de vehículos, por lo que tanto cargas muertas como sobrecargas se ven incrementadas significativamente. Adicionalmente, es necesario cumplir con los requisitos de la normativa actual durante la nueva vida útil de la estructura. Todos estos factores, implican la necesidad de reforzar extensas áreas de la estructura.

El forjado en estas áreas está constituido por placas pi pretensadas prefabricadas, de distintas dimensiones, apoyadas en vigas pórtico principales de hormigón armado in-situ. El refuerzo de las placas se lleva a cabo mediante la colocación de bandas de fibra de carbono en algunos de sus nervios e intercalando entre ellos vigas mixtas apoyadas en las vigas principales. La acción mixta se consigue conectando los nuevos perfiles metálicos con la estructura existente. Para ello se realizan una serie de orificios sobre las placas permitiendo la colocación de pernos conectadores soldados, inyectando los taladros posteriormente con mortero. Adicionalmente, se realiza un recrecido de hormigón armado de la capa de compresión del forjado, aumentando su canto y uniformizando el acabado de la estructura. De la misma forma, las vigas principales también tuvieron que reforzarse, frente a los esfuerzos globales de flexión mediante bandas de fibra de carbono, y frente a las cargas locales transmitidas por las placas pi y las nuevas vigas mixtas, mediante barras verticales y transversales posinstaladas.

Actuación de emergencia de apeo y proceso de desmontaje controlado de la cubierta accidentada de la nave del CEPYC-CEDEX



Figura 1. Vista general de la nave tras el colapso.



Figura 2. Vista general de la nave durante el proceso de desmontaje.

Miguel ORTEGA CORNEJO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
TYLin. Director General
miguel.ortega@tylin.com

Alberto BRUSA
Ingeniero Civil
TYLin. Director de la División de Edificación y Obra Civil
alberto.brusa@tylin.com

Jesús MARTÍN SUAREZ
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
TYLin. Director de la División de Inspección, Mantenimiento y A.T.
jesus.martin@tylin.com

Pedro ATANASIO UTRILLA
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ingeniero internacional de soldadura
TYLin. Jefe de proyectos senior
pedro.atanasio@tylin.com

Jokin UGARTE GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin. Jefe de Proyectos Senior
jokin.ugarte@tylin.com

Kevin RINCÓN CRESPO
Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYLin Ingeniero estructural
kevin.rincon@tylin.com

Palabras clave: colapso, apeo, desmontaje, emergencia, cubierta, acero, hormigón.

Resumen

En enero de 2021 durante una fuerte nevada ocurrida en Madrid, se produjo el colapso parcial de la cubierta de la Nave del Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del CEDEX, situado en la calle Antonio López 81.

La Nave de Modelos, ejecutada a finales de los años 70, tenía una longitud de 115 m y un ancho de 71 m aproximadamente, sin soportes intermedios para obtener un espacio de trabajo diáfano. La estructura estaba compuesta por tres familias de celosías isostáticas tipo Warren: dos cerchas principales de 115 m de luz, donde se produjo el fallo; una segunda familia de cerchas transversales perpendiculares a las anteriores, apoyadas en éstas y los muros de fachada; y una última familia de celosías a modo de correas apoyadas en las anteriores.

El suceso en las celosías principales dejó a la estructura en una situación inestable, con grave riesgo de colapso. Inmediatamente el CEDEX se puso en contacto con IDEAM SA (ahora TYLIN) para plantear una actuación de emergencia con el objeto de asegurar y apear la cubierta accidentada, para posteriormente desmontarla.

Las primeras medidas buscaron evitar daños adicionales, disponiéndose una red superior para evitar desprendimientos y desconectándose los suministros de la nave. De manera paralela, se dispuso un sistema de apeos para estabilizar las cerchas principales, que aún soportaban gran parte de la cubierta, y se reforzaron las celosías secundarias en las fachadas. Con la cubierta asegurada, se comenzó con su desmontaje, avanzando según las siguientes fases:

- Aseguramiento de los equipos interiores del laboratorio de gran valor.
- Retirada de los paneles de cubierta y la perfilería auxiliar de apoyo.
- Desmontaje de los elementos de fachada.
- Retirada de las correas y las cerchas secundarias.
- Desmontaje gradual de las cerchas principales.

Para el proyecto de emergencia, fue necesario realizar varios vuelos con drones para complementar la información de los planos originales de la nave, con su estado actual. Durante la obra fue necesario contar con grúas de gran tamaño y equipos especiales de demolición que permitían trabajar siempre desde fuera de la nave, minimizando el riesgo.

Fallo a punzonamiento de un forjado bidireccional en Zaragoza

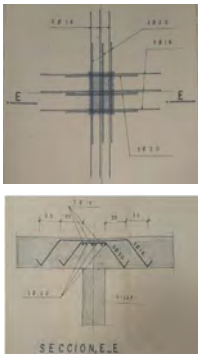


Figura 1. Esquemas de armado frente a punzonamiento, según proyecto.

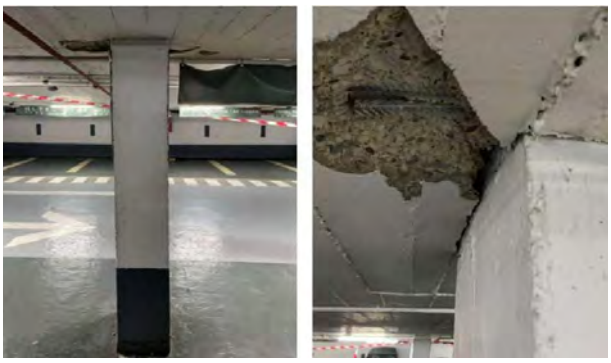


Figura 2. Vistas de las anomalías detectadas en uno de los soportes.

José Manuel VIVER RUIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TYPSA
Departamento de Estructuras
jmviver@typsa.es

Jesús María RODRÍGUEZ ROMERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Área de Evaluación y Patología
jmrodriguez@intemac.es

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología
ediazpavon@intemac.es

Raúl Rubén RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director de la División de Estudios
rrodriguez@intemac.es

Palabras clave: forjado bidireccional, punzonamiento, fallo estructural.

Resumen

Uno de los mecanismos de fallo en forjados sin vigas con mayor riesgo de causar daños es el de punzonamiento. En general este fallo se desencadena porque el dimensionamiento de la armadura de punzonamiento resulta insuficiente para resistir los esfuerzos que provocan las cargas sobre el forjado y la del propio forjado. Sin embargo, en ocasiones lo que ocurre es que la armadura, siendo suficiente, no se encuentra bien colocada.

En el caso de estudio que se presenta, el fallo sobre tres pilares no llegó a producir el hundimiento, dando tiempo a apuntalar el forjado. Ello permitió un análisis riguroso de las causas, determinando las cargas que realmente existían y los esquemas de armado del forjado. Las conclusiones son muy interesantes de cara a las especificaciones a incorporar en la fase de diseño en relación con la colocación de la armadura. Además, durante el proceso de sustitución controlada del forjado de cubierta mediante cortes con sierra se pudieron identificar los mecanismos de fisuración interna del forjado en otros pilares, información muy valiosa para entender el comportamiento real de la estructura frente a punzonamiento.

Rehabilitación integral de un edificio histórico en Santander



Figura 1. Estabilización interior.



Figura 2. Ejecución de la estructura metálica.

Jorge DE PRADO ROMERO
Ingeniero Técnico Industrial
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Coordinador de proyectos
jdeprado@idom.com

Carlos CASTAÑÓN JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Director de estructuras
ccastanon@idom.com

Borja OLIVARES OLMOS
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Ingeniero de proyectos

Palabras clave: rehabilitación caracterización estructural, vaciado, estabilización, estructura metálica, hormigón ligero.

Resumen

La intervención integral sobre un edificio de uso administrativo en Santander, además de la rehabilitación funcional del edificio, debía conservar y poner en valor las tipologías constructivas originales de los elementos de la estructura. El edificio fue construido a finales del siglo XIX con tipologías habituales en la época, incluyendo muros de mampostería, pilares de fundición y pórticos metálicos con forjados unidireccionales de entrevigado cerámico ejecutado in situ.

En fase de proyecto, se llevó a cabo un estudio de caracterización estructural global que permitió plantear las soluciones de refuerzos y consolidaciones estructurales necesarias y en casos puntuales la sustitución de elementos que presentaban un estado de conservación con pérdida de capacidad estructural significativa.

En fase de ejecución de la obra, se detectaron patologías severas muy extendidas que, junto a las dificultades de intervención, se optó por un escenario más intervencionista mediante el desmontaje de todos los elementos estructurales y su sustitución por elementos de nueva ejecución, pero respetando la estructuración original en los pórticos principales.

Para ello, se planteó un proceso de demolición secuencial junto con una estabilización de los muros de carga de las fachadas mediante arriostramientos interiores.

La reconstrucción interior del edificio se plantea mediante las siguientes soluciones estructurales:

- Cimentaciones micropilotadas.
- Pilares metálicos de sección maciza enfundados en las secciones originales de fundición y respetando la distribución en los anillos originales del edificio.
- Vigas principales con sección de doble perfil para permitir la transición interior de los pilares.
- Todas las uniones de la estructura metálica se proyectan atornilladas para poder minimizar el tiempo de ejecución y obra.
- Las correas metálicas con intereje racionalizado con las luces de cálculo que permite un forjado de chapa colaborante, el cual, para minimizar el peso propio, se planteó con hormigón ligero empleando arlita como árido.

Faro Santander: transformación de la sede histórica del Banco Santander en Paseo Pereda en Espacio Cultural



Figura 1. Vista exterior del edificio, con el arco de conexión entre las dos alas.



Figura 2. Vista exterior general con estabilización de fachadas.

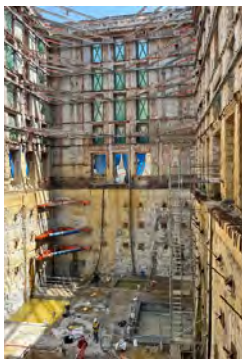


Figura 3. Vista exterior general con estabilización de fachadas.

Jorge DE PRADO ROMERO
Ingeniero Técnico Industrial
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Coordinador de proyectos
jdeprado@idom.com

Carlos CASTAÑÓN JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
IDOM Consulting, Engineering, Architecture
Director de estructuras
ccastanon@idom.com

Manuel DE LA CAL MANTECA
Arquitecto, Máster en Estructuras
Bernabeu Ingenieros
Director de proyectos
m.delacal@dlcmestructuras.com

Alejandro BERNABEU LARENA
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Bernabeu Ingenieros
Director
abl@bernabeu.net

Palabras clave: rehabilitación, caracterización estructural, vaciado, estabilización, postesado, contenciones en ámbito urbano, TABS.

Resumen

El edificio de la sede histórica del Banco Santander en Paseo Pereda (Santander) se encuentra actualmente en obra de reforma integral, para transformarse en el futuro Faro Santander, un espacio dedicado a la cultura, la tecnología y el ocio, diseño del arquitecto David Chipperfield.

El edificio existente data de finales del siglo XIX, y ha tenido diversas ampliaciones e intervenciones, destacando la realizada en 1951, cuando al edificio original (ala Este) se conectó un nuevo edificio (ala Oeste) con un cuerpo central con forma de arco que actúa de nexo y conexión de los dos edificios. En esta intervención se desarrolló también la envolvente actual del edificio, que unifica todo el conjunto.

La estrategia de intervención actual en el edificio consiste en una reconstrucción y reconfiguración global de la estructura interior, manteniendo la envolvente exterior y el arco de conexión, a fin de proteger la imagen del edificio histórico. Destacan a nivel estructural las siguientes intervenciones:

- Auscultación y caracterización minuciosa de los elementos estructurales y constructivos originales, especialmente de la envolvente.
- Estabilización provisional de las fachadas, mediante torres modulares de arriostramiento exterior cimentadas con micropilotes, que permiten el vaciado interior.
- Sistema de contención perimetral que permite la excavación de dos niveles de sótano, condicionado por el mantenimiento de la fachada en el borde de excavación, y las condiciones del terreno, altamente karstificado.
- Nueva estructura interior, resuelta con núcleos en los extremos y únicamente 4 pilares en cada ala, que configuran grandes espacios abiertos. Los forjados son de hormigón armado y postesado, y consideran un sistema de activación térmica (TABS).
- Realización de dos nuevos niveles de conexión de ambas alas, por debajo del arco existente.
- Nueva cubierta plana, resuelta con una retícula de vigas metálicas que salvan un vano de 18 m y generan un espacio diáfano en toda la planta.

Remodelación del edificio Metrópolis en Madrid



Figura 1. Vista exterior del edificio, en confluencia de las calles Alcalá y Gran Vía.



Figura 2. Vista de un forjado de hormigón del edificio Metrópolis.

Roberto DUQUE CORROTO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Jefe de Equipo
rdc@fhecor.es

Fernando BRAVO NOTARIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Director Departamento de Edificación
fbn@fhecor.es

Eduardo ROMERO REY
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Director Departamento de Edificación
err@fhecor.es

Daniel BIANCHI MUNUERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Jefe de la División de Edificación e Industriales
dbm@fhecor.es

Palabras clave: evaluación estructural. edificio histórico, Rehabilitación.

Resumen

El edificio se encuentra en una situación privilegiada dentro del casco histórico de Madrid (calle Alcalá nº 39), en un solar liberado durante la construcción de la calle Gran Vía, al demolerse tres edificios. Es un gran edificio de cuerpo único que forma medianera en su lado oeste con el resto de la manzana. La trama urbana que le rodea está formada por la calle Alcalá, la calle del Caballero de Gracia y la Calle Gran Vía.

En la actualidad se está realizado su remodelación para su reconversión de oficinas a restauración y hotel "boutique".

Para conocer el estado de la estructura y poder definir las reparaciones y refuerzos necesarios, así como las actuaciones estructurales necesarias para adaptar el edificio a su nuevo propósito, ha sido necesario realizar un informe de preexistente de la estructura y una evaluación estructural de su nivel de seguridad.

Este análisis se ha realizado de forma progresiva; empezando por una evaluación preliminar en que se ha recopilado toda la información existente, se realiza una primera inspección visual, se establecen las bases de diseño para la evaluación y se hace una primera evaluación del estado del edificio.

Se continua con una evaluación detallada, en que se hacer una caracterización geometría y de los materiales de la estructura, una inspección detallada en que se detectan patologías y un análisis estructural de su capacidad resistente.

Finalmente se ha realizado una evaluación avanzada en que se hace un análisis del nivel de seguridad del edificio determinado los valores característicos de los materiales, dimensiones, acciones y restos de variables que condicionan la capacidad resistente del edificio.

Una vez realizado este análisis se establece los elementos que son necesarios reparar o reforzar y actuaciones estructurales necesarias para adaptar el edificio a su nuevo propósito.

Reforma del aparcamiento del edificio Teatro de la Música para el proyecto del edificio Fontán en la Ciudad de la Cultura de Galicia



Figura 1. Vista general fachada Edificio Fontán.



Figura 2. Vista aérea del Edificio Fontán dentro del conjunto de la Ciudad de la Cultura.

Ignacio LÓPEZ PICASSO
Ing. Caminos
TPF Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras
ignacio.lopez@tpfingenieria.com

Roberto MARIN SAMPALO
Ing. Aeronáutico
TPF Ingeniería
Ingeniero Estructural
roberto.marin@tpfingenieria.com

Palabras clave: refuerzo estructural, rehabilitación, evaluación estructural, cubierta metálica.

Resumen

Dentro del gran conjunto denominado Ciudad de la Cultura de Galicia, ubicado en el Monte Gaiás (Santiago de Compostela), el edificio Teatro de la Música quedó inacabado debido al gran coste del mismo. Originalmente se ejecutó únicamente la estructura del bloque destinado a albergar los aparcamientos que daban acceso al mismo. Como alternativa al proyecto inicial, se planteó disponer, sobre los cimentos del edificio principal, un anfiteatro a cielo abierto y, aprovechando la estructura de los aparcamientos existentes, albergar un nuevo edificio de uso administrativo que terminó por concretarse en el edificio Fontán.

El nuevo edificio se proyectó sobre la base de las losas de hormigón armado ya ejecutadas, cortándolas en forma de peine para poder dotar de iluminación a las crujías de uso administrativo, además de permitir la formalización de una espina central de distribución.

Sobre esta estructura existente, se superpusieron dos niveles nuevos coronados por medio de estructura metálica arborescente que soporta, además de los niveles nuevos, la cubierta ejecutada con vigas curvadas que respetan las formas propias de todo el conjunto de la Ciudad de la Cultura.

Se expondrán todos los trabajos de evaluación estructural de la estructura existente, así como las comprobaciones realizadas para dar validez a las cargas nuevas añadidas, las modificaciones de esfuerzos que la nueva estructura “cortada” debía hacer frente, así como los distintos refuerzos que fueron necesarios realizar para verificar las nuevas condiciones impuestas. Se mostrarán también los puntos más relevantes de la estructura nueva finalmente proyectada, además de dar a conocer los contratiempos surgidos durante la obra, y rediseños para adaptar el proyecto a la realidad de la construcción de este emblemático edificio ya finalizado.

REHABILITACIÓN. OBRA CIVIL

Proyecto de refuerzo y ampliación del puente sobre el río Llobregat en Sallent



Figura 1. Fotografía del puente reforzado y ampliado.

Francisco Javier JORDAN GARCÍA
ICCP, P.E., P.Eng.
Pedelta
Director Técnico
jjordan@pedelta.com

Jordi PONS GABARRÓN
ICCP
Pedelta
Director Departamento Rehabilitación
jpons@pedelta.com

Jose VERA SAURA
ICCP
Pedelta
Ingeniero especialista en puentes
jpons@pedelta.com

Benjamín DOMÍNGUEZ SANTANA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
COMSA
Responsable puentes, Área Técnica e I+D
benjamin.dominguez@comsa.com

Juan Víctor TIRADO GASCÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
COMSA
Jefe Dpto. Técnica, Área Técnica e i+D
juan.tirado@comsa.com

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras.

Resumen

Pedelta redactó para la Dirección General de Carreteras de la Generalitat el "Proyecto Constructivo del puente sobre el río Llobregat en la carretera B-430 en Sallent, Barcelona". El proyecto define un ensanchamiento del puente existente de uno a dos carriles, incluyendo también una zona lateral para bicicletas y peatones, pasando de 6 a 12,15m de anchura de tablero. El puente original se construyó en un momento no documentado entre los años 1922 y 1940. Se trata de un puente diseñado según la colección de puentes de hormigón armado de Eugenio Ribera de 1922. Una de sus características es que la estructura metálica que soportaba el encofrado de los arcos quedaba embebida en los mismos una vez construidos. El estudio de la capacidad portante del puente existente mostró que no cumplía requerimientos normativos actuales, con lo cual se dio prioridad a la redacción del proyecto y ejecución de las obras previstas. La actuación prevista fue la de demoler todos los elementos del puente existente excepto sus arcos y estribos y la construcción de un nuevo arco entre los existentes apoyado en micropilotes en las pilas y un nuevo tablero, conservando la estética y longitud del puente existente. De este modo la construcción no interferiría con el río. Además, no sería necesario aumentar la longitud del puente al conservarse pilas y estribos actuales sin empeorar el comportamiento hidráulico del río. Algunas particularidades del puente son las vinculaciones articuladas entre montantes y tablero en ciertas posiciones y el uso de elementos prefabricados complejos para el tablero. Pedelta participó también en ciertas adaptaciones constructivas de algunos elementos del puente, principalmente los prefabricados, realizadas para Comsa, empresa que se encargó de su construcción. El puente se encuentra actualmente abierto al tráfico.

Proyecto de refuerzo y reparación del puente metálico de la Feixa Llarga



Figura 1. Prueba de carga.

Francisco Javier JORDAN GARCÍA
ICCP, P.E., P.Eng.
Pedelta
Director Técnico
jjordan@pedelta.com

Iván CAMPO RUMOROSO
Dr. ICCP
Pedelta
Ingeniero Especialista en Puentes
icampo@pedelta.com

Jordi PONS GABARRÓN
ICCP
Pedelta
Director Departamento Rehabilitación
jpons@pedelta.com

Palabras clave: reparación, refuerzo, puente.

Resumen

Pedelta redactó para el Consorcio de la Zona Franca de Barcelona el "Proyecto de rehabilitación a nivel constructivo del puente del camino de la Feixa Llarga en el polígono Industrial de Zona Franca de Barcelona". El puente cruza las líneas de ferrocarril de línea convencional y de alta velocidad existentes del corredor sur ferroviario de acceso a Barcelona. Se trata de un puente construido en 1972 con función de puente temporal que aún se encuentra en uso. A lo largo de su vida útil se han venido realizando labores e intervenciones de mantenimiento y refuerzo. Se trata de un puente metálico de vigas con losa ortótropa. Se compone de 11 vanos de 21 m, con la excepción del vano sobre el ferrocarril cuya longitud es 27 m. La longitud total del puente es 237 m. El tablero es de sección doble PI metálica con losa superior de chapa ortótropa. Las pilas son pórticos también metálicos con apoyos elastoméricos en base y coronación. Las actuaciones de reparación y refuerzo han incluido pintado general, reparación de soldaduras, cambio de apoyos de base de pilas, refuerzo a fatiga de algunas zonas del tablero, y aumento de la capacidad global y local del tablero mediante la ejecución de una losa superior de hormigón conectada a la estructura metálica. Pedelta se encargó también de la asistencia técnica a la construcción, que finalizó en 2023. El puente se encuentra actualmente abierto al tráfico.

Rehabilitación del viaducto de Osormort en la C-25

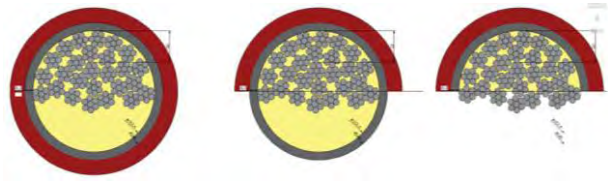


Figura 1. Secuencia de corte del tubo deflector.



Figura 2. Esquema de ventanas.

Manuel REVENTÓS ROVIRA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Enginyeria Reventós, SL
Administrador
mreventos@ereventos.com

Jaume GUÀRDIA TOMÀS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Enginyeria Reventós, SL
Jefe Departamento de Estructuras
jguardia@ereventos.com

Abraham HIDALGO OLEA
Ingeniero Geólogo
VSL Construction Systems, SA
Ingeniero de Producción Obra Civil
abraham.hidalgo@vsl.com

Guillermo RAMÍREZ RODRIGUEZ
Ingeniero Industrial
VSL Construction Systems, SA
Engineer Manager VTBL
guillermo.ramirez@vsl.com

Juan LIMA
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Director técnico
juan.lima@vsl.com

Palabras clave: rehabilitación, refuerzo, pretensado exterior, tirantes, destensado, extradosado.

Resumen

El Viaducto de Osormort se construyó en 1995, forma parte de la C-25 (Eje transversal de cataluña) en el municipio de Sant Sadurní d'Osormort, a 15 km de Vic. En su momento fue pionero como puente tipo losa continua postesada y atirantada por la parte inferior, también fue premio Construmat a la mejor obra de ingeniería civil en 1995.

El viaducto tiene 504 m de longitud y 13,4 m de ancho. Está distribuido en 13 vanos, 11 centrales de 40 m y las 2 laterales de 32 m. Su principal característica es que en cada vano hay un par de tirantes anclados en la losa que pasan por un puntal central que materializa el empuje ascendente que compensa las cargas verticales.

A finales de 2023 durante una inspección especial de los tirantes se detecta que en varios hay un estado avanzado de corrosión. Con estos resultados se decide realizar la sustitución completa de los tirantes por un sistema con más capas de protección frente a la corrosión, que sea retesable y sustituible cordón a cordón.

La obra empieza en febrero de 2024 con el objetivo de realizar una rehabilitación integral del puente para garantizar la durabilidad el máximo que permite la técnica actual.

Puente Centenario (Panamá): limpieza e inspección robotizada con IA de los tirantes y medición no intrusiva de sus fuerzas



Figura 1. Puente Centenario. Fotografía de VSL.

Andrés COLMENARES
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Project Manager
andres.colmenares@vsl.com

Abraham HIDALGO OLEA
Ingeniero Geólogo
VSL Construction Systems, SA
Ingeniero de Producción Obra Civil
abraham.hidalgo@vsl.com

Miguel Ángel CALVO
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Production Manager
miguelangel.calvo@vsl.com

David MARTÍNEZ
Ingeniero Civil
VSL Construction Systems, SA
Director VSL America
david.martinez@vsl.com

Palabras clave: puente Centenario, inspección, inteligencia artificial, limpieza de tirantes, medición no intrusiva, mantenimiento de infraestructuras.

Resumen

El Puente Centenario cruza el canal de Panamá con una longitud total de 1.052 metros. Su vano principal mide 420 m y tiene una elevación de 80 metros sobre el canal de Panamá. Consta de 2 pilonos de 184 m de altura. Con un total de 128 tirantes, 64 por pilono, se disponen en un plano y en "abanico", presentan longitudes de 43 a 220m y potencias de 55 a 75 cordones.

La estructura está sometidas a severas condiciones ambientales. Soportando cargas de servicio altamente variables (más de 25.000 vehículos por sentido a diario) que provocan efectos de fatiga, y a fuerzas dinámicas generadas por el viento y lluvia.

En este artículo se presentan los avances realizados para la sistematización y automatización de las operaciones de inspección y mantenimiento que han contribuido de manera sustancial a mejorar la fiabilidad de estos procesos. Entre las innovaciones destacadas se encuentran:

La limpieza robotizados de la vaina de los tirantes, lo cual optimiza considerablemente la eficiencia y precisión la tarea. La inspección robotizada de la longitud libre de los tirantes, una técnica que emplea cámaras de alta resolución dispuestas en múltiples ángulos combinado con un análisis automatizado utilizando algoritmos de procesamiento de imágenes y técnicas de aprendizaje automático (inteligencia artificial). La determinación de las fuerzas en los tirantes mediante el sistema Vibratest®, basado en el principio de la cuerda vibrante lo que posibilita la obtención no intrusiva y rápida de resultados precisos.

La inspección de todos los componentes de los tirantes se realiza usando sistemas digitales (sin papel), que permiten generar una base de datos para el análisis global y determinación de patrones de envejecimiento, que permitan pivotar desde un sistema reactivo a uno proactivo en el mantenimiento de la totalidad de la estructura y sus tirantes en particular.

Ampliación del puente Nuevo de Alcántara en Toledo



Figura 1. Vista diurna del puente.



Figura 2.. Vista nocturna del puente.

Ramón SÁNCHEZ DE LEÓN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTUDIO AIA, SA.
Director de Obra Civil
rsanchezdeleon@estudioaaia.com

Francisco SÁNCHEZ DE LEÓN
Arquitecto
ESTUDIO AIA, SA.
Director Dpto Arquitectura
fsanchezdeleon@estudioaaia.com

Palabras clave: arco, piedra, roca, patrimonio, río Tajo.

Resumen

En el año 1933 se inauguró en Toledo el Puente Nuevo de Alcántara, con una longitud total de 79 metros, incluido estribos. En los extremos se levantaron fuertes muros asentados sobre roca viva con contrafuertes. El puente dispone de un solo arco escarzano de 43,30 metros de luz que apoya en las basas de estribos sobre salmeres sobresalientes. La rasante del piso está a 15 metros del nivel medio de la superficie del río. El arco tiene un espesor de 1,23 metros en la clave y de 1,83 metros en los arranques, realizado íntegramente en hormigón en masa. El puente cuenta con un indudable valor en una ciudad patrimonio de la Humanidad, próximo al Puente de Alcántara.

El puente con una anchura libre de 7,00 m, fue concebido exclusivamente para tráfico rodado, con dos carriles de 3,50 m y ninguna zona para el paso peatonal y ciclista.

La obra consiste en la ampliación de la plataforma del puente hasta una anchura de 11,70 metros, generando en los laterales los pasos peatonales y dejando la sección del puente actual para tráfico rodado. La ampliación es simétrica y se materializará con prelosas de hormigón prefabricadas de 12,00 m de anchura apoyadas sobre la estructura existente y una losa “in situ” de hormigón ligero.

Se han realizado estudios rigurosos de la estructura para comprobar su resistencia ante el incremento de carga que supone la ampliación. Durante la obra se han corregido diversas patologías que acusaba la estructura. Lo que ha llevado a un recalce de las cimentaciones mediante una pantalla de micropilotes, de complicada ejecución por la corriente del Tajo.

Se han cuidado al máximo todos los detalles estéticos de la ampliación para compatibilizarlo con la responsabilidad de la actuación junto al casco histórico de Toledo y se le ha dotado de una iluminación artística.

Problemas de fatiga en puentes metálicos de carretera que no fueron diseñados frente a la misma. Estudio de los daños detectados en el puente situado en la Avda. Thumamah, en Riyadh (Arabia Saudí)



Figura 1. Vista general del puente / Bridge general view.



Figura 2. Detalle de uno de los daños por fatiga detectados / Detail of one of the fatigue damages detected.

Sebastián ZAMBRANO ALCALÁ
Ingeniero Civil INTEMAC
Jefe de Proyectos
szambrano@intemac.es

Miguel Ángel LIEBANA RAMOS
Ingeniero Industrial INTEMAC
Jefe del Departamento de Estructuras Especiales
maliebana@intemac.es

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología
ediazpavon@intemac.es

Raúl Rubén RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos INTEMAC
Director de la División de Estudios
rrodriguez@intemac.es

Palabras clave: estructura metálica, inestabilidad, ingeniería forense, propagación de fisuras, curvas S-N.

Resumen

Las comprobaciones a fatiga forman parte de los análisis estructurales contemplados en el diseño de cualquier estructura metálica actual. No ha existido sin embargo reglamentación nacional (ni tampoco en otros países, salvo excepciones puntuales), al menos normas de obligado cumplimiento, relativas a la solicitación de fatiga hasta fechas relativamente recientes. De hecho, salvo en puentes de ferrocarril, no se han aplicado en general criterios para prevenir este tipo de fallo.

Esto hace que la situación a fatiga de muchas estructuras metálicas no hubiera sido valorada, lo que conduce a detalles de mal comportamiento a fatiga de acuerdo con los criterios actuales, e incluso a otros que ni siquiera permiten su valoración.

En la presente comunicación se expone el estudio realizado sobre el paso urbano situado en la Avda. Thumamah, en Riyadh (Arabia Saudi), formado por un puente de 476 m de longitud, distribuida en 18 vanos isostáticos, el cual presentaba numerosos daños asociados a fallos por fatiga.

El estudio realizado puso de manifiesto que el estado límite de fatiga no fue considerado en proyecto. En concreto, los detalles constructivos observados no podían garantizar un comportamiento adecuado frente a la variación repetida de tensiones. Algunos de ellos corresponden a los pésimos de entre los recogidos en la normativa disponible, pero otros ni siquiera aparecen en ninguna referencia reglamentaria, lo que impide su comprobación ante esta solicitación.

Reparación del puente Santa Bárbara sobre el río Cidacos en la carretera LR-286 en Enciso (La Rioja)



Figura 1. Vista del alzado derecho, desde aguas arriba.



Figura 2. Vista del primitivo pavimento descubierto al realizar el vaciado previo al ensillado.

Fco. Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Director técnico
jlg@fhecor.es

Cristina SANZ MANZANEDO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Directora de Departamento de Obra Civil
csm@fhecor.es

Alejandro VADILLO PÉREZ
Ingeniero Civil
FHECOR
Ingeniero de Proyecto
avp@fhecor.es

Francisco SOTO FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
GOBIERNO DE LA RIOJA
Jefe de Área de Planificación y Proyectos

José Miguel MATEO VALERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
GOBIERNO DE LA RIOJA

Javier SÁENZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
OCISA
Jefe de obra

Palabras clave: reparación, bóveda, fábrica, ensillado.

Resumen

El puente Santa Bárbara, sobre el río Cidacos, tiene aproximadamente 35 m de longitud y un ancho medio de 4,80 m. Cuenta con 3 vanos; el primero, en la margen izquierda, es de apenas 2,30 m de luz libre, el central de 13,75 m, bajo el que discurre el río en régimen normal, y el tercero de 7,85 m de luz. La calzada tiene un ancho aproximado de 4,00 m.

La rasante del puente fue inicialmente en lomo de asno y ha sido recrecida sucesivamente siendo, actualmente, el estribo 1 el más alto, permitiendo la conexión con la LR-115.

Es un puente medieval de fábrica de piedra que ha sufrido diversas intervenciones a lo largo de su historia: se ha modificado la rasante del puente, se ha añadido el vano 1 para paso de un canal y se ha eliminado prácticamente uno de sus tajamares.

En 2021, la Dirección General de Infraestructuras del Gobierno de La Rioja solicitó a FHECOR un informe de evaluación estructural a fin de determinar si era posible suprimir una limitación de carga existente desde hacía décadas. Se concluyó que era recomendable actuar para asegurar su correcto funcionamiento incluso frente a la sobrecarga de uso del momento.

En 2022, FHECOR redactó el proyecto de reparación. Entre las actuaciones más importantes a acometer destaca la necesidad de una operación de ensillado de las bóvedas, es decir, la retirada del relleno existente sobre el relleno rígido y su sustitución hasta la cota de pavimento por hormigón para otorgar a la estructura suficiente capacidad.

Las obras se iniciaron en marzo de 2024 teniendo un plazo de catorce semanas. Durante los trabajos se ha constatado, dadas las características de los rellenos encontrados, que el ensillado ha sido fundamental para poder garantizar el correcto trabajo del puente durante las próximas décadas.

Desmontaje del puente Joaquín Costa - Francisco Silvela (Madrid)



Figura 1. Troceo del tablero sobre cimbra.



Figura 2. Vista general e izado de una dovela.

Cristina COBO RODRÍGUEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Dragados
Servicio de Puentes y Estructuras de Obra Civil
ccobor@dragados.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Dragados
Jefe Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil
jjalvareza@dragados.com

Julio SÁNCHEZ DELGADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor
Director Técnico
jsd@fhecor.es

Alberto MARTÍN GALÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor
Jefe de Departamento
amg@fhecor.es

Fco. Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fhecor
Co-director Técnico
jlg@fhecor.es

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Dragados
Jefe Dpto Estructuras, Geotecnia y Obras Marítimas
clucass@dragados.com

Palabras clave: demolición, desmontaje, dovela, grúa, cimbra, urbano.

Resumen

En el verano de 2020, DRAGADOS acometió con carácter de emergencia la demolición del puente de las calles Joaquín Costa y Francisco Silvela, propiedad del Ayuntamiento de Madrid. El puente sufría graves daños estructurales y había llegado al final de su vida útil, como pusieron de manifiesto los estudios realizados en los meses previos. En otra comunicación de este Congreso se describen dichos estudios, realizados por FHECOR, que también redactó el proyecto de demolición.

El puente, construido en 1969, constaba de un tronco principal de 460 m de longitud, con 11 vanos (luz tipo 33,8 m) y un ramal de 70 m y 3 vanos. El tablero era una losa de hormigón pretensado, aligerada, con armadura postesa, macizada en la confluencia tronco-ramal. La superficie del tablero era de unos 6.400 m^2.

La naturaleza urbana del paso y la proximidad de la estructura a las edificaciones circundantes condicionaron significativamente el proceso de demolición (limitaciones de espacio, de emisiones de ruido y polvo, minimización de la afección al tráfico rodado y peatonal). Por ello la demolición se planteó como un desmontaje mediante grúa del tablero previamente cimbrado y troceado.

Para reducir el plazo, siempre que fue posible, el tablero se dividió en dovelas que pudieran retirarse en transportes estándar, evitando así las limitaciones impuestas a la circulación de transportes especiales. Las dovelas eran izadas con grúa y cargadas directamente sobre camión, para su transporte a un emplazamiento a las afueras de Madrid, donde eran demolidas.

La cimbra bajo tablero, el posicionamiento de las grúas y su avance, estuvieron condicionados por las galerías de servicios y los túneles existentes bajo el puente, especialmente por el túnel de María de Molina.

El tiempo transcurrido desde que se cerró el puente al tráfico hasta que acabó la obra de demolición fue de apenas 15 semanas.

Acondicionamiento sísmico de puentes convencionales



Figura 1. Colapso del puente sobre el río Tubul, Chile, terremoto de Concepción -27 de febrero de 2010- (Nicolás Piwonka, National Geographic).

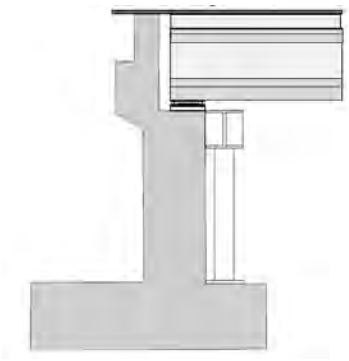


Figura 2. Ampliación de la entrega en el estribo.

José Ramón ARROYO ARROYO
Ingeniero Industrial
INTEMAC
Departamento de Estructuras Especiales
jrarroyo2intemac.es

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
D. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología de Estructuras
ediazpavon@intemac.es

Francisco Javier PÉREZ JIMÉNEZ
Dr. Arquitecto
INTEMAC
Departamento de Estructuras Especiales
fperez@intemac.es

Miguel Ángel LIÉBANA RAMOS
Ingeniero Industrial
INTEMAC
Director del Departamento de Estructuras Especiales
maliebana@intemac.es

Palabras clave: sismo, puente, aislamiento, riostra, neopreno.

Resumen

Los tableros de vigas doble T prefabricadas de hormigón pretensado son una tipología muy común en las carreteras para luces cortas y medias. En las zonas en las que hay que considerar las acciones sísmicas, se presentan problemas técnicos que complican el proyecto para transferir las importantes acciones horizontales que se generan a nivel de la losa superior hasta la cimentación de forma segura.

En algunos casos se han aplicado soluciones sencillas que, sin embargo, no resultan totalmente eficaces. Así por ejemplo, la disposición de vigas riostras y topes sísmicos, si bien resuelven algunos problemas, exigen un estudio pormenorizado para encajar una solución admisible y compatible con la capacidad de las vigas prefabricadas y la transmisión de las cargas a los cargaderos. En este sentido, experiencias pasadas como el terremoto de Chile de febrero de 2010 mostraron que algunas soluciones para el arriostramiento de vigas en sus apoyos produjeron la rotura de las almas de dichas vigas, provocando en este caso el colapso de múltiples puentes.

En relación con lo anterior, una posibilidad para reducir las cargas sobre las pilas y estribos podría consistir en apoyar el tablero en aparatos de apoyo de neopreno zunchado a modo de aislamiento sísmico. Esta solución implica tamaños grandes de dichos aparatos, resultando en esfuerzos horizontales que siguen siendo importantes sobre la propia subestructura.

Estas soluciones, complejas como anticipamos a nivel de proyecto, plantean aún mayores condicionantes cuando de lo que se trata es de acondicionar una estructura existente a la normativa actual, máxime cuando en muchos puentes, por su propia configuración, no se contemplaron en su diseño las acciones sísmicas. En particular la adaptación de esta tipología de puentes existentes a las especificaciones derivadas de la parte 2 del Eurocódigo 8 *Proyecto de estructuras sismorresistentes* es en la práctica inviable en la mayoría casos.

Análisis del fallo de estabilidad del cordón superior de una celosía metálica de principios del s. XIX. Aplicación en el estudio forense del colapso del puente

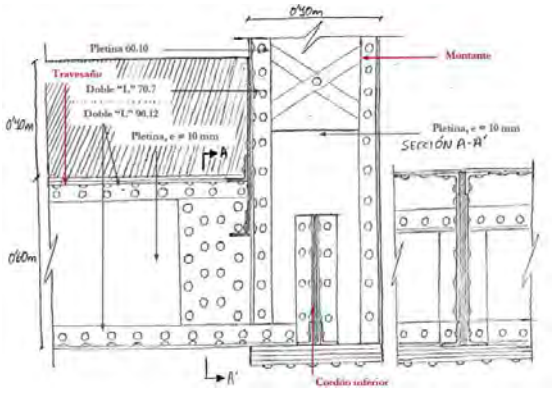


Figura 1. Croquis de la unión entre montantes y travesaños.

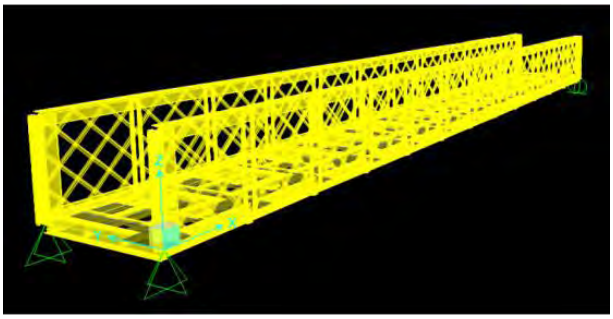


Figura 2. Modelo numérico del puente.

Francisco Javier PÉREZ JIMÉNEZ
Dr. Arquitecto
INTEMAC
Departamento de Puentes
fperez@intemac.es

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología
ediazpavon@intemac.es

Raúl Rubén RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director de la División de Estudios
rrodriguez@intemac.es

Palabras clave: colapso, celosía metálica, inestabilidad, pandeo, ingeniería forense.

Resumen

A finales de 2022 se produjo el colapso de un vano de un puente coincidiendo con la circulación por encima del mismo de un vehículo articulado pesado.

El puente, construido entre el año 1910 y el año 1914, constaba de dos vigas de celosía formadas por perfiles metálicos roblonados. Dichas vigas soportan el tablero del puente, formado por travesaños, viguetas (o largueros) y chapa de piso. Sobre la chapa existe una capa de relleno y una de rodadura de 40 cm de espesor total.

Para arriostrar el cordón comprimido, cada 3,5 m contaba con marcos rígidos, abiertos por su lado superior (sección en U), situados en la sección transversal y formados por las vigas transversales del tablero, que recogen los largueros de soporte del piso, y un montante vertical en el plano de cada cuchillo.

El fallo se produjo, precisamente, por inestabilidad de dicho cordón comprimido.

El estudio forense llevado a cabo permitió identificar como causas más probables del siniestro la existencia en el tablero de cargas muertas muy por encima de las razonables, así como daños por corrosión en las secciones críticas de los marcos de arriostramiento. Ambos efectos estaban relacionados, a través de la elevación del pavimento por encima de los costeros de chapa que delimitaban la calzada, lo que introducía la citada carga muerta, así como unas condiciones propicias para el desarrollo de la corrosión en arranque de los montantes.

Proyecto de remodelación de la plaza de España de Madrid: adecuación estructural para nuevos usos del paso superior de la cuesta de San Vicente y de la cubierta del aparcamiento de la plaza



Figura 1. Pila a desplazar en paso elevado. Fuente FCCCO.



Figura 2. Plaza de España y su entorno: arriba antes de las obras y abajo después. Fuente Google Maps.

Cristina CABEZAS MORENO
Ingeniera Industrial
SSTT-FCC Construcción
Jefe Depto. Estruc. Obra Civil
CCabezas@fcc.es

Igor SAN DÁMASO MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
SSTT-FCC Construcción
Ingeniero Senior del Depto. Estruc. Obra Civil
ISanDamasoM@fcc.es

Palabras clave: Plaza de España, acondicionamiento de estructuras, nuevos usos, evaluación estructural, reutilización, sostenibilidad, apeos, ampliación de estructuras.

Resumen

La remodelación de la Plaza de España y su entorno en Madrid acabada en 2021, consigue el objetivo de desocupación progresiva del espacio público por parte del automóvil, disminuyendo la superficie de asfalto y mejorando los movimientos peatonales, aumentando los espacios exclusivos para personas o vehículos no motorizados. En este marco, adicional a la prolongación del Túnel Bailén-Ferraz, destaca el acondicionamiento de dos estructuras que pasan desapercibidas al ciudadano: el paso elevado de la Cuesta de San Vicente (1972) y la cubierta del aparcamiento de la Plaza de España (1968).

El paso elevado, vía principal de conexión entre el centro y la Calle-30 se transforma bajo superficie desplazando una de sus pilas para integrar un nuevo carril bici con el transporte público y el cruce de los citados ejes, mientras que en superficie se elimina el tránsito de vehículos definiendo nuevos usos: peatonal, ciclista e institucional con el tránsito esporádico de vehículos por el nuevo carril llamado Camino del Rey que permite acceder al Palacio Real.

La nueva configuración de la plaza sobre la cubierta del aparcamiento, con una gran zona despejada de carácter eminentemente cívico para la organización de todo tipo de eventos ha requerido el incremento de la sobrecarga de uso en hasta 5 veces, así como secciones constructivas que dan respuesta a las nuevas rasantes.

En ambos casos los hallazgos durante la evaluación estructural determinaron la intervención global desarrollada en cada una de ellas.

En esta ponencia se repasan, para ambas estructuras, las acciones llevadas a cabo para su reutilización y adecuación a normativa tales como: búsqueda de los proyectos originales, contraste con las estructuras ejecutadas, evaluación estructural para los nuevos usos y rasantes, optimización de las secciones constructivas, modificaciones estructurales y apeos, y aseguramiento de la durabilidad en el marco de criterios de sostenibilidad vigentes.

Concepción y proceso constructivo del refuerzo dispuesto en el tablero del viaducto del Guiniguada, en la autopista de circunvalación GC-3 de Las Palmas de Gran Canaria



Figura 1.Sistema extradosado.



Figura 2. Izado del puntal.

Igor José Antonio LLOMBART JAQUES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ingeniería Civil – Consultoría y Proyectos
ja@jallombart.com

Orlando Manuel HERNÁNDEZ GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Cabildo de Gran Canaria
Jefe del Servicio Técnico
omhernandezg@grancanaria.com

Néstor LÓPEZ LUJÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Cabildo de Gran Canaria. Adjunto Jefe de Servicio Técnico
nlopezl@grancanaria.com

Nuria FERNÁNDEZ VÁZQUEZ
Ingeniera Técnica Industrial
Freyssinet. S.A.U.
Directora Área Nueva Construcción
nuria_f@freyssinet-es.com

Pablo VÍLCHEZ MOTINO
Ingeniero Industrial
Freyssinet. S.A.U.
Director Técnico
pablo_v@freyssinet-es.com

Antonio RESTA
ingeniero Civil
Freyssinet. S.A.U.
Ingeniero Departamento Técnico
antonio_r@freyssinet-es.com

Carlos FALCÓN RODRÍGUEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet. S.A.U.
Jefe de Proyectos
carlos_f@freyssinet-es.com

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras, avance en voladizo, pretensado exterior, corrosión, vainas, extradosado, puntal metálico.

Resumen

El Viaducto de Guiniguada, inaugurado en 2003, consta de dos estructuras gemelas. El tramo principal que cruza el barranco del mismo nombre tiene un tablero de tres vanos, con luces de 78-140-70 m, construido por avance en voladizo. Las pilas alcanzan una altura de 100 m.

Recientemente, se detectó la rotura de varios tendones del pretensado exterior y la corrosión de una parte significativa de los tendones del pretensado interior de continuidad situados en la tabla inferior, debido a defectos de la inyección existente y entrada de agua en las vainas.

La obra de reparación ha consistido en la sustitución de la totalidad del pretensado exterior existente, complementada con la adición de un nuevo sistema de pretensado exterior de refuerzo, destinado a compensar la pérdida parcial de efectividad del pretensado interior de continuidad, cuya sustitución o reparación ha resultado inviable.

En la estructura más dañada por la patología del pretensado de continuidad, el refuerzo proyectado ha consistido en un nuevo pretensado exterior, que discurre por el interior del tablero en los vanos laterales, se deflecta en la zona situada sobre las pilas principales, atraviesa el tablero y discurre por el extremo de un puntal metálico, quedando constituido un sistema extradosado inferior, que induce una fuerza ascensional de 570 toneladas en el centro del vano, de 140 m de luz.

En la Comunicación se describen las peculiaridades del conjunto formado por el sistema extradosado, los detalles de interacción del nuevo puntal metálico con la estructura existentes, así como el procedimiento constructivo seguido para la ejecución de la obra por debajo del tablero, con elevación previa del puntal de 9,45 m de altura y 25 t de peso, desde el interior del tablero existente.

Reparación y rehabilitación del puente Galcerán, en el barranco de Santos (Santa Cruz de Tenerife)



Figura 1. Puente Galcerán. Vista general.

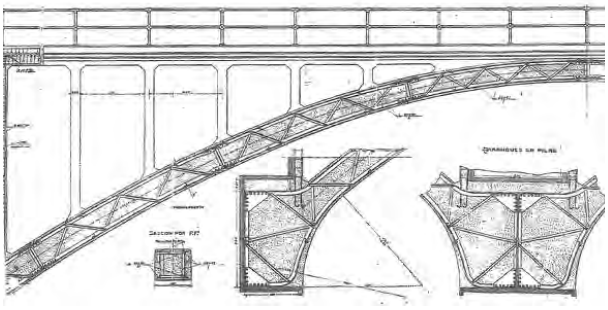


Figura 2. Autocimbra existente en los arcos del Puente Galcerán. (Figura extraída del proyecto de construcción original).

José Antonio LLOMBART JAQUES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Ingeniería Civil – Consultoría y Proyectos
ja@jallombart.com

Emilio José GRANDE DE AZPEITIA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
TRAZAS INGENIERíA, S.L.
Director General
egraazp@trazasing.com

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras, arcos, autocimbra, carbonatación, mortero tixotrópico.

Resumen

La construcción del Puente Galcerán data del año 1926. Se trata de una obra notable por su valor arquitectónico y es representativa de una época. Además, por sus características de tipo funcional, constituye hoy en día una pieza fundamental de la estructura viaria de la ciudad de Santa Cruz de Tenerife.

El puente está constituido por tres vanos de 39.30 m de longitud, medidos entre ejes de pilas. La imagen siguiente muestra el puente en su situación actual, tras la obra de rehabilitación.

El proyecto del Puente Galcerán fue desarrollado por el Ingeniero Eduardo Torroja, en colaboración con el Arquitecto Antonio Pintor.

El diseño general de la estructura de cada uno de los vanos responde a una tipología desarrollada a principios del pasado Siglo XX por el Ingeniero José Eugenio Ribera. Este tipo de puentes tenía una característica peculiar, consistente el montaje previo de una cimbra autoportante (Autocimbra) para soportar el hormigón, durante el proceso de fraguado.

La figura siguiente, extraída del proyecto de construcción original, muestra la autocimbra existente en los arcos del Puente Galcerán.

Debido al deterioro sufrido a lo largo de los años transcurridos desde su construcción, el Puente Galcerán ha sido objeto de una reciente obra de reparación y rehabilitación, iniciada tras la caída de cascotes a la vía pública en el mes de marzo de 2018.

En la Comunicación se describe el trabajo desarrollado previo a la construcción, consistente en el análisis estructural, evaluación de daños, ensayos y control geométrico, seguido de la labor detallada de obra, con la aplicación de diversas técnicas y empleo de productos especiales.

Finalizada la obra, el Puente Galcerán se encuentra en las condiciones de servicio equivalentes a las que son normalmente exigibles para cualquier puente de carretera de construcción actual, con altas expectativas de durabilidad y vida útil.

Rehabilitación de un puente de fábrica en la provincia de Toledo afectado por un descenso de pila



Figura 1. Ejecución de la rehabilitación (abril 2023).



Figura 2. Puente rehabilitado (junio 2023).

Luis CARRILLO ALONSO
Dr. Ingeniero de Caminos C. y P.
Acciona Ingeniería
Jefe Departamento Estructuras Obra Civil y Puentes
luis.carrillo.alonso@acciona.com

Mariano MARTÍN CAÑUETO
Ingeniero de Caminos C. y P.
Acciona Ingeniería
Gerente Area de Proyectos
mariano.martin.canueto@acciona.com

Francisco Javier LEON GONZALEZ
Dr. Ingeniero de Caminos C. y P
Profesor Titular ETS Caminos UPM
franciscojavier.leon@upm.es

Palabras clave: puente de fábrica, recalce, micropilote, hormigonado bóvedas, socavación.

Resumen

Acciona Ingeniería ha redactado el proyecto de recalce de un puente de fábrica, situado en la provincia de Toledo, que resultó dañado por una riada ocurrida en diciembre 2022. El puente, cuya construcción se constituye por 3 arcos de directriz circular de 6'00 m de luz, de sillarejo y mortero.

La avenida provocó la socavación de la cimentación de una de las pilas, lo que a su vez generó un movimiento de descenso vertical y giro de este elemento. Esta deformación implicó la distorsión de las bóvedas y la creación de una configuración geométrica, con rótulas en intrados y trasdos de los arcos, muy cercana a la de rotura.

El proceso de rehabilitación de la estructura ha buscado como objetivo principal no alterar la geometría de las bóvedas deformadas.

Para restituir la capacidad resistente de la estructura se desarrollaron las siguientes tareas: apuntalamiento de las bóvedas, cimbrado y apeo de éstas, relleno de huecos en cimentación, saneo y posterior relleno con hormigón en masa de las bóvedas, cosido de la fábrica, inyección de las pilas, así como el recalce de la cimentación con micropilotes. Todo el proceso se desarrolló en un periodo de 6 meses, siendo abierto al tráfico el puente de nuevo en junio 2023.

Sustitución de 4 tirantes incendiados en el puente Vasco de Gama en Lisboa



Figura 1. Vista de un tirante dañado.

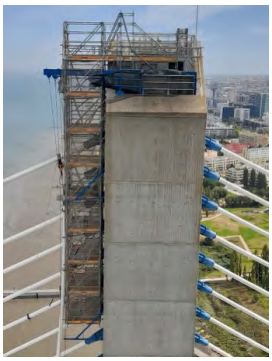


Figura 2. Vista del andamio descolgado en la torre.

Patrick LADRET
Ingeniero Civil
Freyssinet España
Director Desarrollo Internacional
pladret@freyssinet-es.com

Rui MONTEIRO
Ingeniero Civil
Lusoponte
Director de explotación
rui.monteiro@lusoponte.pt

Jean-Michel ODIN
Ingeniero Civil
Arcadis ESG
Director adjunto Polo Obras y Geotecnia
jeanmichel.odin@arcadis.com

Nicolas TROTIN
Ingeniero Industrial
Freyssinet España
Ingeniero Departamento Técnico
nicolas_t@freyssinet-es.com

Michel VIRLOGEUX
Ingeniero Polytechnique / Ponts et Chaussées
Michel Virlogeux Consultant SAS
Consultant
virlogeuxconsultant@orange.fr

Palabras clave: daños por incendio, tirante, inspección, mantenimiento, accesos a medida, reparación y refuerzo de estructuras.

Resumen

En la noche del 07 de junio de 2021, cuatro tirantes del vano central del puente Vasco da Gama en Lisboa fueron expuestos al fuego por al incendio de un autobús en la calzada.

Tras el incendio la inspección, topografía, extracción de muestra y los posteriores ensayos mecánicos permitieron dictaminar que la estructura permanecía segura estructuralmente; no obstante, los daños provocados en las diversas protecciones de esos tirantes condujeron a la necesidad de sustituirlos completamente para restablecer la vida útil requerida por el concedente.

Este análisis permitió al concesionario orquestar las operaciones de restitución con el "Ministério das infraestructuras e habitação" y los peritos de seguro. Se realizó un estudio profundo de las fases de diseño y de los medios auxiliares requeridos para los trabajos de sustitución con el objetivo de mantener la estructura operativa y de reducir al mínimo el impacto sobre los usuarios. Como resultado se mantuvieron las 6 vías de circulación en servicio sin reducción de la operatividad cuando el proyecto contemplaba la sustitución de un tirante, pero con un sentido de circulación únicamente. Se logró trabajar sin corte de tráfico y sin interrupción con vientos de servicio. Por ello se desplegó una solución sin grúa y con accesos colgados diseñados a medida. Para aliviar el efecto de las sobrecargas de trabajo y de las cargas de tráfico hacia se procedió a una secuencia de retesado de los tirantes circundantes al tirante sustituido para mantener la viga del tablero afectada por la sustitución en estado comprimido sin fisurar durante todas las fases de trabajo. Tras 1,5 meses de instalación de medios auxiliares, las operaciones de detesado, desmontaje y posterior izado y tesado se realizaron tirante por tirante en un tiempo de 4 meses. Los replanteos y el seguimiento continuo de fuerzas y geometría permitieron devolver la estructura a su estado inicial.

Rehabilitación de la pasarela atirantada de Marques de Zafra, sobre la M-30, en Madrid



Figura 1. Vista general de la pasarela.

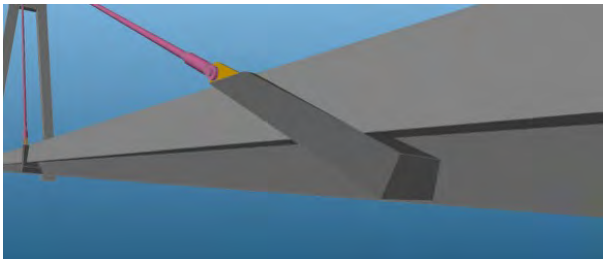


Figura 2. Sección transversal del puente.

Luis BENITO OLMEDA
Dr. Ingeniero de caminos, canales y puertos
Departamento de estructuras de Madrid Calle 30
Director de obra
benitool@mc30.es

Patrick LADRET
Ingeniero de l'Ecole National des Travaux Publics de l'Etat
Freyssinet SA
Director desarrollo internacional
pladret@freyssinet-es.com

Borja MARTÍN MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado S.L, ATDO
bmartin@cfcsl.com

Miguel Angel DELGADO NUÑEZ
Ingeniero de caminos, canales y puertos
Imesapi S.A.
Director técnico del área de rehabilitación
madelgadon@imesapi.es

Palabras clave: Rehabilitación, pasarela atirantada, M-30.

Resumen

Se trata de la primera pasarela atirantada en Madrid. Construida en el año 1979, resuelve la conexión peatonal entre el Paseo de Marqués de Zafra (interior de la Calle 30) y la calle de Ricardo Ortiz (exterior de la circunvalación).

La estructura en cuestión es una pasarela atirantada peatonal de hormigón de 127,80 metros de longitud, salvando la M30 con una luz central de 85,80 metros y dos vanos laterales de 21,00 metros.

El tablero está formado por unas vigas prefabricadas de hormigón pretensado con una sección cajón de 1,20m de canto unidas "in situ".

El vano central cuelga de los pilonos mediante 8 tirantes inclinados y 4 tirantes verticales.

Los pilonos de hormigón armado de 25,00 m de altura tienen una forma triangular. Se encuentran rotulados en su base y revestidos con una cubierta metálica.

El equilibrio de la estructura se resuelve mediante 4 tirantes de retenida conectados a la culata del tablero. A su vez esta se une a la pila - estribo mediante 3 cables de pretensado verticales.

Los tirantes están formados por hilos de siete milímetros inyectados con lechada de cemento dentro de una vaina de PEAD.

La rehabilitación de la estructura está siendo abordada por la UTE de empresas Imesapi – Freyssinet. Consiste en reforzar las retenidas con nuevos anclajes, sustituir los tirantes de la pasarela por unos de cordones paralelos con terminales de horquilla, instrumentar el puente, aumentar la durabilidad de los estribos y cimentación con una inyección de fisuras e impermeabilización, aumentar la durabilidad del tablero y del pilono mediante reparación y protección con un inhibidor de corrosión y una pintura anti carbonatación.

La sustitución consiste en instalar los nuevos tirantes sin tensión primero. A continuación, se detesan los cables antiguos y activan los nuevos de forma sincronizada.

Ampliación y refuerzo del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional 32



Figura 1. Vista aérea del puente original.



Figura 2. Vista aérea durante los trabajos de ensanche y refuerzo.

Alberto MARTÍN GALÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director de Departamento Obra Civil
amg@fhecor.es

Javier TORRICO LIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director de División de Departamento Obra Civil
jtl@fhecor.es

Hugo CORRES PEIRETTI
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Consejero
hcp@fhecor.es

Juan RODADO LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo PUENTES
Director Técnico de Ingeniería
j.rodado@grupopuentes.com

Denis Fabian FERNÁNDEZ MESÉN
Ingeniero Civil
UNOPS Costa Rica
Project Manager
denisf@unops.org

Jose Ignacio CARRERA MASIÁ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Jefe de Proyecto Obra Civil
jicm@fhecor.es

Palabras clave: puente, ampliación, refuerzo, fibras de carbono, pretensado exterior, sismo, Costa Rica.

Resumen

La Ruta Nacional 32 conecta la capital, San José, con Limón, principal puerto de Costa Rica en el Caribe. El tramo inicial de la RN32 discurre en doble calzada por la capital. En el límite de provincia entre San José y Heredia, la ruta cruza el valle del Virilla mediante dos puentes, uno de los cuales fue construido durante los años 80 con una longitud de 285 m dividido en 7 vanos. Ese viaducto está compuesto por un puente principal, en los 3 vanos centrales, de dovelas de hormigón pretensado con armaduras postesas ejecutado por voladizos sucesivos, con vano máximo de 82,8 m, más los tramos de aproximación de vigas doble T de hormigón a ambos lados.

Originalmente el puente presentaba diversos deterioros derivados de las dificultades de mantenimiento. Además, era vulnerable frente a la acción sísmica dado que se diseñó sin criterios sísmicos por no existir en su momento norma al respecto. Adicionalmente, tras realizarse una serie de campañas de ensayo en los elementos de hormigón, se detectó una importante pérdida de resistencia a compresión del hormigón en los principales elementos resistentes de la estructura.

La solución planteada por FHECOR y ejecutada por Grupo PUENTES incluye la rehabilitación estructural y el ensanche de la plataforma, aumentando la capacidad de la vía hasta los tres carriles. Para el refuerzo del puente principal se ha utilizado un pretensado exterior por el interior del cajón y un tejido de fibras de carbono interiores y exteriores. Los vanos de vigas se sustituyen por unos nuevos. Para la adecuación sísmica de la estructura se refuerzan las zonas inferiores de los fustes y las cimentaciones de las pilas, así como nuevos estribos ejecutados por detrás de los existentes. Finalmente, se plantean actuaciones de durabilidad, sustitución de aparatos de apoyo y supresión de juntas de calzada.

Actuación de emergencia en el viaducto sobre el río Blanco, situado en Pk 156/500 de la LAV Madrid-Barcelona-Figueres



Figura 1. Interior del cajón, en el que se aprecian los tendones de pretensado exterior intradosado y los desviadores correspondientes.



Figura 2. Vista frontal del tendón roto con algunas roturas frescas en los alambres.

Javier GARCÍA HERNANDO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores
Jefe de Proyectos de Obra Civil
jgh@fhecor.es

Javier LEÓN GONZÁLEZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores
Director Técnico
jlg@fhecor.es

Julio SÁNCHEZ DELGADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores
Director Técnico
jsd@fhecor.es

David DE JULIÁN ANDRÉS
Ingeniero Civil
INECO. Subdirección de Infraestructura y vía
D.G. de Conservación y Mantenimiento
Director de obra
david.dejulian@ineco.com

Ignacio MEANA MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ADIF. Subdirección de Infraestructura y vía
D.G. de Conservación y Mantenimiento
Subdirector de Infraestructura y Vía
imeana@adif.es

Carlos SARABIA VIVES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ADIF. Subdirección de Infraestructura y vía
D.G. de Conservación y Mantenimiento
Jefe de Área de Proyectos y Obras
csarabia@adif.es

Palabras clave: pretensado exterior, corrosión bajo tensión, colapso tendón.

Resumen

En agosto de 2021 una inspección básica permitió detectar la rotura de uno de los tendones del pretensado exterior intradosado de continuidad del viaducto Río Blanco, que afectaba a los vanos 9 a 11, representando una pérdida del 17% de la capacidad estructural aportada por dicho pretensado.

Tras la visita en la que se observó el deficiente estado de gran parte de los tendones del pretensado exterior, FHECOR presentó, a instancias de ADIF, un informe preliminar evaluando la seguridad en diferentes escenarios de rotura de tendones. Se señaló como causa más probable de la rotura del tendón detectado la pérdida de sección de los cordones del tendón por un proceso progresivo de corrosión bajo tensión.

A la vista de ello, ADIF tramitó la declaración de obra de emergencia de las actuaciones necesarias para restaurar el tendón colapsado y realizar una auscultación exhaustiva de los restantes. Asimismo, de forma inmediata, se emprendieron acciones dirigidas a mitigar los riesgos provocados por el eventual fallo de otros tendones, con afección tanto al tráfico como a los operarios encargados de sustituir el tendón roto. Entre ellas: restricciones de velocidad de las circulaciones, arriostramiento preventivo de los tendones y prohibición de entrar en el tablero a temperaturas bajo cero.

Los resultados de la auscultación llevaron a plantear la sustitución de la totalidad de los tendones. Sin embargo, tras los análisis de seguridad realizados empleando tanto trenes reglamentarios como trenes reales, se concluyó que bastaba con la presencia de dos tendones sanos a lo largo de todo el viaducto para asegurar un nivel de seguridad suficiente al paso de trenes reales. Sobre esta base se solicitó una ampliación de la emergencia, que fue aprobada en febrero de 2022. Los trabajos concluyeron exitosamente en noviembre de 2022 con el reemplazo de dos alineaciones completas de pretensado.

Inspección, reparación y rehabilitación de puentes y pasarelas. Una visión global



Figura 1. Vista del Pont Vell de Montblanc después de la avenida del Francolí en noviembre de 2019.



Figura 2. Vista después de la restauración.

Manuel REVENTÓS ROVIRA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Enginyeria Reventós, SL
Administrador
mreventos@ereventos.com

Jaume GUÀRDIA TOMÀS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Enginyeria Reventós, SL
Jefe Departamento de Estructuras
jguardia@ereventos.com

Palabras clave: inspección, rehabilitación, monitorización, mantenimiento, emergencia, patrimonio.

Resumen

El patrimonio de obras de paso, puentes y pasarelas, de las diferentes administraciones es cada vez mayor, además cuenta con un gran número de infraestructuras construidas durante los años del desarrollismo (60s-70s), lo que significa que hay muchas estructuras de más de 50 años que empiezan a mostrar patologías por problemas de durabilidad y/o falta de mantenimiento. No son menospreciables tampoco los efectos del cambio climático o la obsolescencia funcional.

En la gestión de las infraestructuras es fundamental un plan de inspecciones, monitorización y mantenimiento, aun así, cuando aparecen patologías hay que realizar una evaluación de riesgos para proponer un plan de actuación que puede incluir: la reparación, rehabilitación, recuperación, ampliación o deconstrucción de la estructura.

En esta evaluación hay que considerar las implicaciones de seguridad, funcionalidad, sostenibilidad, durabilidad y de impacto en el entorno.

A través de ejemplos de casos reales se exponen que herramientas tenemos para realizar una buena gestión de las infraestructuras. Las consecuencias de la falta de gestión del patrimonio son social y económicamente devastadoras, en el artículo se muestran también varias intervenciones realizadas por el procedimiento de emergencia, cuando la gestión falla.

Rehabilitación de las pasarelas de Can Grau y Molí d'en Fontanet sobre el río Ripoll en Sabadell



Figura 1. Vista de las pasarelas al inicio de las obras.



Figura 2. Vista de las pasarelas terminadas.

Manuel REVENTÓS ROVIRA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Enginyeria Reventós, SL
Administrador
mreventos@ereventos.com

Jaume GUÀRDIA TOMÀS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Enginyeria Reventós, SL
Jefe Departamento de Estructuras
jguardia@ereventos.com

Palabras clave: tirantes, cable FLC, rehabilitación, pasarela, patrimonio.

Resumen

Las pasarelas de Can Grau y del Molí d'en Fontanet se construyeron en 1964 como parte de las obras de Encauzamiento del Río Ripoll en el municipio de Sabadell, obras motivadas por las históricas avenidas del 1962. Estas eran de una tipología innovadora en España en aquella época, tipo cantilever atirantadas formadas por 3 tramos isostáticos. De hecho, los elementos tensores se tuvieron que importar con un permiso especial.

Después de varias inspecciones e informes técnicos se determina la necesidad de restaurarlas completamente, con la peculiaridad que el Ayuntamiento las tiene catalogadas, por lo que en su restauración se mantiene la tipología, volumetría y materiales, pero verificando los estándares y normativas actuales.

Las pasarelas tienen una única luz ligeramente superior a los 50 m y un ancho de 2,19 m. El tablero se sujeta por 4 pares de tirantes que son pasantes por las 2 pilas situadas en los estribos y se anclan al terreno mediante muertos de retenida.

En la obra se sustituyeron los tirantes y el tablero, se restauraron las pilas y estribos y se demolieron y reconstruyeron los muertos de anclaje.

Actuaciones de rehabilitación en el puente de Deusto en Bilbao



Figura 1. Posición del bulón de aguas abajo antes y después de la actuación.



Figura 2. Desplazamiento manual del bulón para la sustitución de los casquillos de alojamiento.

Gonzalo ZARRABEITIA ULLIBARRI
Ingeniero de Caminos
IDOM
Ingeniero de Estructuras
gonzalo.zarrabeitia@idom.com

María del Mar MAYO MARTÍNEZ
Ingeniera de Caminos
IDOM
Directora de Proyectos
mmayomar@idom.com

Palabras clave: patrimonio, estructura metálica, inspección, rehabilitación, instrumentacióno.

Resumen

En julio de 2022, el Ayuntamiento de Bilbao adjudicó a IDOM un contrato para la Inspección visual del vano móvil del Puente de Deusto, debido a las excesivas vibraciones registradas en la junta central al paso de vehículos pesados.

Durante los meses de septiembre y octubre de 2022 IDOM realizó los trabajos de inspección concluyendo que la causa más probable de las aceleraciones y desplazamientos de la junta central era la reptación del bulón ubicado aguas abajo. El desplazamiento de este bulón provocaba un desajuste entre el casquillo y el propio bulón induciendo vibración en el bulón de aguas arriba. Además, aprovechando la necesidad de recolocar y ajustar la posición de los bulones de los cerrojos, se indicó que era conveniente realizar una sustitución de los casquillos donde se introducen los bulones

En dos etapas distintas, febrero de 2023 y mayo de 2024 se realizaron los trabajos de rehabilitación/reparación de la estructura que consistieron en:

- Recolocación de los bulones y fijación provisional para evitar su reptación.
- Inspección del sistema de accionamiento de los cerrojos y su posterior reparación.
- Sustitución de los casquillos de ambos bulones. Se modificó la geometría de dichos casquillos para permitir su colocación sin necesidad de tener que elevar ambos voladizos de la estructura y se fabricó en poliamida, un material muy resistente al desgaste y menos frágil que el bronce original.

Además, durante las distintas fases del proceso de rehabilitación se realizaron en la estructura ensayos dinámicos al paso del tráfico habitual para evaluar las aceleraciones y desplazamientos verticales de la junta central. En concreto, se instalaron 8 acelerómetros y 2 extensómetros.

En el presente artículo se expone la inspección y reparación/rehabilitación realizada en el histórico Puente de Deusto.

Diversas patologías en hormigón pretensado. Diagnosis, análisis y toma de decisiones

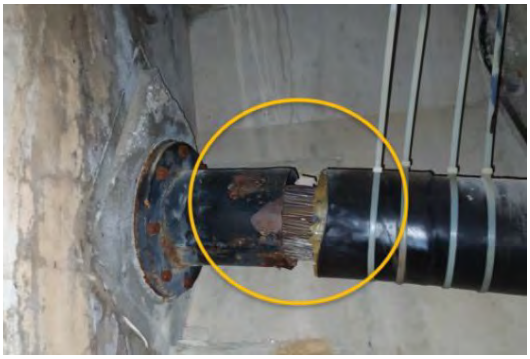


Figura 1. Falta de inyección de lechada en un tendón de pretensado no adherente.



Figura 2. Ejemplo de tablero de puente seccionado en donde se ven diferentes defectos de inyección de los tendones del pretensado.

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLIN
Ignacio.pulido@tylin.com

Carlos JIMÉNEZ SOLANAS
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Jefe de Proyectos
TYLIN
carlos.jimenez@tylin.com

Santiago SALAS FERNÁNDEZ POLANDO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Master Internacional en Soldadura (IWE)
Jefe de Proyectos
TYLIN
santiago.salas@tylin.com

Carlos MOSCOSO GREDILLA
Ingeniero Civil
TYLIN
daniel.garcia@tylin.com

Palabras clave: seguridad, puente, patología; pretensado; corrosión; inyección; lechada; prefabricado; adherente; exterior.

Resumen

El presente artículo tiene como objeto recoger varios de los casos de patologías por corrosión en el acero del pretensado en diferentes tipologías de tableros y sistemas de pretensado, adherente, con torones aislados en elementos prefabricados o con vainas e inyectados en segunda fase en elementos "in situ", así como en sistema de pretensado exterior o no adherentes.

Como es bien sabido, estos problemas ya se produjeron en Europa y EE.UU. durante los años 80, 90 y principios de los 2000. En España se están empezando a detectar recientemente, con el lógico desfase temporal teniendo en cuenta el diferente nivel de desarrollo de las infraestructu-ras entre los países mencionados.

En este trabajo se ofrece una visión general de los principales problemas detectados, frecuentemente asociados al fallo de los sistemas de drenaje y estanqueidad, y al uso de sales de deshielo, que, junto con una inadecuada inyec-ción de lechada, han provocado graves problemas de co-rrosión en los cables de pretensado.

En el caso de las patologías en elementos prefabricados, las patologías detectadas, no de menor entidad que en el caso de los pretensados inyectados, suelen estar ligadas, de igual forma a los problemas de drenaje, estanqueidad y uso de sales fundentes.

Patologías y sustitución de los sistemas de contención de vehículos en estructuras



Figura 1. Oxidación de postes y elementos de fijación de pretil metálico.



Figura 2. Hidrodemolición y carro de demolición en carro de tablero.

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLIN
Director de desarrollo de negocio de puentes
Ignacio.pulido@tylin.com

Carlos JIMÉNEZ SOLANAS
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
carlos.jimenez@tylin.com

Samuel CERDEIRA LÓPEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
samuel.cerdeira@tylin.com

Roberto INÉS GALLO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible
Jefe del Área de Conservación y Explotación en la Demarcación de Castilla y León Oriental
rines@mitma.es

Palabras clave: reparación y refuerzo, sistemas contención, pretiles, puente, corrosión, refuerzo, anclajes, seguridad vial.

Resumen

Los sistemas de contención de vehículos son el equipamiento fundamental de los puentes de carretera desde el punto de vista de la seguridad vial. En España, la regulación de sus criterios de aplicación no se inició hasta 1991, y experimentó una notable actualización con la Orden Circular 35/2014 que los adaptaba a la normativa europea, en particular a la implantación del marcado CE.

Una patología habitual en estos sistemas es la corrosión de sus elementos metálicos, favorecida a menudo por la utilización de sales fundentes como medida de vialidad invernal. En las estructuras, esta corrosión afecta particularmente a los anclajes del sistema, comprometiendo su capacidad en el caso de impacto de un vehículo, y haciendo necesaria la sustitución del sistema.

Es habitual que las estructuras afectadas requieran algún tipo de refuerzo para permitir la implantación de un nuevo sistema de contención acorde a la normativa vigente, debido a que fueron diseñadas bajo otra regulación o, en muchos casos, sin ninguna referencia normativa. Además, la propia variabilidad entre las características geométricas y resistentes, exigidas por los distintos modelos disponibles en el mercado, suele imponer igualmente el acondicionamiento del tablero al nuevo sistema.

En el artículo se describe la experiencia de más de 20 años de ingeniería en la inspección, construcción, mantenimiento y actualización de los sistemas de contención, planteando las principales problemáticas encontradas y las soluciones empleadas en distintas tipologías de estructuras y de sistemas de contención.

Obras de reparación del viaducto de la M-40 sobre el río Manzanares y la carretera de El Pardo



Figura 1. Armaduras rotas/seccionadas.



Figura 2. Reparación de la losa superior.

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLIN
Director de desarrollo de negocio de puentes
Ignacio.pulido@tylin.com

Carlos MOSCOSO GREDILLA
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
carlos.moscoso@tylin.com

Juan Luis MANSILLA DOMINGUEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Master Internacional en Soldadura (IWE)
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
juanluis.mansilla@tylin.com

Daniel GARCÍA SANTAMARÍA
Ingeniero Civil
TYLin
Ingeniero Técnico
daniel.garcia@tylin.com

Palabras clave: reparación y refuerzo, puente, carretera, patología; árido álcali; pretensado; deformación excesiva; grietas.

Resumen

La estructura correspondiente a la calzada interior de la M-40 en su cruce con el río Manzanares y la carretera de El Pardo se trata de un puente tipo losa, continuo, con casi 475 m de longitud con una distribución de luces variable entre los 28 y 45 m.

Tras la detección de un bache de considerables dimensiones en calzada, de más de 2,5 m de longitud y unos 0,5 m de ancho, se pudo observar durante su reparación que el hormigón de la cara superior de la losa se encontraba muy agrietado y deteriorado, incluso en algunas zonas "pulverizado" como consecuencia del ataque químico por árido-álcali, así como parte de las propias armaduras completamente rotas/seccionadas por efecto de la corrosión. Adicionalmente, la estructura presentaba una flecha del orden de los 15 cm en uno de los vanos como se pudo constatar durante la fase de obras, por defectos en el pretensado, acentuados por el propio ataque expansivo del hormigón.

La estructura fue objeto de una intervención de reparación urgente, la cual se aprovechó para la realización de una inspección detallada y minuciosa del sistema del pretensado del tablero. Los resultados, en general, fueron bastante satisfactorios salvo en el vano que presentaba la deformación permanente, en donde se constató la corrosión/rotura de varios tendones del pretensado.

Dada la elevada IMD del vial, así como las limitaciones del hormigón como consecuencia de la patología existente, como mecanismo de refuerzo se planteó la disposición de una pila nueva intermedia que partiera la luz del vano, aproximadamente, por la mitad, de forma que se supliera el efecto de una menor consideración del pretensado. Complementariamente se procedió al saneo y reparación de toda la losa superior del tablero, así como al saneo y mejora de otra serie de aspectos del tablero.

Obras de sustitución de aparatos de apoyo en el viaducto de Requejo en el P.K. 92+800 de la A-52



Figura 1. Vista general del Viaducto de Requejo.



Figura 2. Aparato de apoyo escupido.

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director de desarrollo de negocio de puentes
ignacio.pulido@tylin.com

Samuel CERDEIRA LÓPEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
samuel.cerdeira@tylin.com

Carlos JIMÉNEZ SOLANAS
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
carlos.jimenez@tylin.com

Jesús MARTÍN SUÁREZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director de la División de Inspección,
Mantenimiento y Asistencias Técnicas
jesus.martin@tylin.com

Palabras clave: reparación y refuerzo, apoyos, reptación, sustitución, levantamiento tablero.

Resumen

El viaducto de Requejo de la A-52 salva su paso sobre el valle del Carril, en la provincia de Zamora, mediante dos tableros gemelos de vigas prefabricadas doble T. El viaducto tiene una longitud de 194 m, distribuidos en 6 vanos isostáticos de luces de 36 m los intermedios, y 24 m los extremos. Las vigas se apoyan en aparatos de neopreno zunchado sobre pilas tipo martillo que, debido al pronunciado perfil del valle, alcanzan los 60 m de altura. Cabe señalar además la existencia de una pronunciada pendiente longitudinal ascendente en dirección Orense.

Los tableros cuentan con juntas de dilatación en ambos estribos y en la pila central P-3. La reptación y pérdida de un aparato de apoyo en pila P3, obligó a realizar una inspección general de todas las líneas de aparatos de apoyo de ambas calzadas. Esta inspección, abordada con la ayuda de un dron, detectó la presencia de un mayor número de neoprenos afectados de movimientos anómalos de reptación.

Los daños observados en los apoyos suponían una merma significativa sobre las adecuadas condiciones de sustentación del tablero, obligando a plantear una operación urgente de cambio de aparatos de apoyos.

Los trabajos de reparación consistieron en la realización de operaciones de gateo para el levantamiento del tablero y cambio de aparatos de apoyo. La imposibilidad de apoyar los gatos sobre el cargadero de las pilas en determinadas líneas de apoyo, obligó a recurrir al diseño de ménsulas cortas de hormigón para posibilitar el cambio de los apoyos.

Todos estos trabajos fueron ejecutados con la ayuda de un camión pasarela dotado de plataforma de negativos para proporcionar el acceso a las cabezas de las pilas.

Obras de reparación de las estructuras de la carretera N-630 entre los PKs 87+900 y 96+100 (Puerto de Pajares)



Figura 1. Degradación del hormigón en nervio de losa en zona de apoyo. Pérdida de importantes vólumnes de hormigón en estribo. Corrosión de armaduras. Estructura del PK 88+980.



Figura 2. Vista general de la estructura del PK 93+525 tras las actuaciones de reparación.

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director de desarrollo de negocio de puentes
ignacio.pulido@tylin.com

Santiago SALAS FERNÁNDEZ-POLANCO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Master Internacional en Soldadura (IWE)
TYLin
Jefe de Proyectos
santiago.salas@tylin.com

Pablo SOLERA PÉREZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
pablo.solera@tylin.com

Palabras clave: reparación y refuerzo, sales fundentes, hielo-deshielo, bóveda, losa nervada, refuerzo integral, pretil.

Resumen

La carretera N-630, a su paso por el Puerto de Pajares, cuenta con numerosas estructuras que permiten salvar los cauces de los diferentes ríos y arroyos de alta montaña de la zona. Entre ellas, se encuentran ocho estructuras, situadas entre los PKs 35+380 y 96+100, donde el fuerte nivel de deterioro, asociado principalmente a la circulación de agua con sales fundentes por sus paramentos y a los ciclos hielo-deshielo, comprometía la seguridad bien sea de las propias estructuras o del tráfico sobre las mismas.

Entre las estructuras encontramos bóvedas de hormigón en masa con importantes pérdidas de volúmenes de hormigón; bóvedas de fábrica con lavados generalizado de llagas, meteorización de sillares, incluso descuelgues parciales de estos y tableros formados por losas nervadas de hormigón armado donde tanto los propios nervios como la losa presentaban nuevamente importantes perdidas de volúmenes de hormigón y un estado generalizado de corrosión de armaduras con pérdidas muy significativas de sección en estas.

Junto a lo anterior, resaltar el deficiente estado de los sistemas de contención existentes en la traza, donde los postes de las diferentes tipologías implantadas presentan de forma generalizada un deficiente anclaje en los tableros, terraplenes y muros de acceso llegando incluso a encontrarse postes en el aire.

Las actuaciones acometidas consistieron, por un lado, en la reparación de los daños existentes siendo necesarios complejos refuerzos estructurales, recrecidos de elementos, rehabilitaciones integrales, o la propia construcción de losas micropilotadas de punteo de ciertas estructuras. A su vez, se procedió a la actualización de la plataforma y la implantación de sistemas de contención conforme a los estándares actuales. Las obras, no solo despiertan interés por su diversidad y complejidad técnica y/o constructiva, sino también por la compleja gestión del tráfico realizada en una carretera de alta montaña con un importante tráfico de vehículos pesados.

Proyecto de reparación y acondicionamiento del puente histórico de Puente del Río (Almería)



Figura 1. Vista general de la estructura.

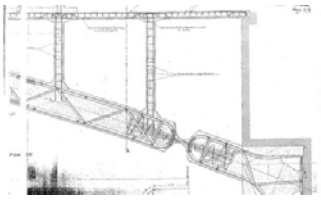


Figura 2. Detalle de celosía interna en sección de arco y de rótula de tipo Mesnager.

José Antonio MOYA ORTIZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible
Director de Obra
jamoya@transportes.gob.es

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director de desarrollo de negocio de puentes
ignacio.pulido@tylin.com

Carlos JIMÉNEZ SOLANAS
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos Senior
carlos.jimenez@tylin.com

David ALCAÑIZ JIMÉNEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Jefe de Proyectos
david.alcañiz@tylin.com

Rosa DÍAZ PÉREZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Ingeniero proyectista
rosa.diaz@tylin.com

Palabras clave: reparación y refuerzo, arco, rótula Mesnager, ampliación, plataforma, sismicidad, autocompactable, fibra, hormigón ligero.

Resumen

El puente histórico sobre el río Adra situado en el pk 391+700 de la N-340a en la localidad almeriense de Puente del Río es un puente arco de tablero superior, constituido por dos arcos rebajados de hormigón de un único vano, de 44 m de luz y 4,40 m de flecha.

El diseño del arco se rige por los criterios del sistema Melán-Ribera, donde la sección de arco se caracteriza por disponer una celosía metálica en su interior con la doble función de ejercer de cimbra autoportante en fase constructiva y de armadura resistente en fase de servicio.

Los arcos se encuentran triarticulados mediante rótulas de tipo Mesnager. Estas rótulas responden a un estrechamiento en la sección nominal del hormigón del arco, atravesada por un conjunto de barras de acero que se cruzan entre sí.

La actuación de rehabilitación acometida consiste en la reparación y refuerzo de los daños desarrollados, y en la mejora de las prestaciones de la estructura mediante una ampliación de tablero, pasando de los 8,05 m de ancho original a los 10,20 m del ancho definitivo.

Arcos y riostras se refuerzan mediante recrecidos ejecutados en hormigón autocompactable. La cara inferior del tablero es reforzada con fibra de carbono, mientras que en la ampliación acometida en la plataforma se recurre al uso de hormigones ligeros para no penalizar los esfuerzos en el arco.

Por último, en base a la sismicidad del emplazamiento de la estructura fue necesario proceder a la adecuación sísmica de la estructura mediante la ejecución de una losa micropilotada en los accesos a la estructura (en continuidad estructural con la losa del tablero), responsable de recibir y transmitir al terreno los empujes sísmicos actuantes en la estructura.

Obras de reparación y sustitución parcial del tablero del viaducto de Ruitelán en el P.K. 424+000 de la A-6



Figura 1. Lanzador de vigas empleado para el desmontaje y posterior recosntrucción del viaducto.



Figura 2. Corte del voladizo, carro de alas, andamio para recrecido de pilas y andamio colgado para reparaciones en tramo central del viaducto.

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
TYLin
Director de desarrollo de negocio de puentes
ignacio.pulido@tylin.com

Santiago SALAS FERNÁNDEZ-POLANCO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Master Internacional en Soldadura (IWE)
TYLin
Jefe de Proyectos
santiago.salas@tylin.com

Beatriz GONZÁLEZ DEL RIEGO
Máster Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible
Jefe de Unidad de Carreteras del Estado en Lugo
bgdelriego@transportes.gob.es

Marcos SÁNCHEZ CARRICOBA
Ingeniero Técnico de Obras Públicas.
Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible
Unidad de Carreteras del Estado en Lugo
mscarricoba@transportes.gob.es

Palabras clave: reparación y refuerzo, pretensado, inyección, lechada, desmontaje tablero, lanzador de vigas, corrosión, recrecido, pretil, medios auxiliares.

Resumen

El viaducto de Ruitelán es una importante estructura construida a principios de la década de los ochenta, permitiendo la variante de la antigua carretera N-VI. Posteriormente, cuando esta se duplicó, se procedió a la demolición y reconstrucción de los tres vanos iniciales con el fin de adaptar el trazado en planta a los parámetros de autovía. Dichos nuevos vanos se resolvieron mediante vanos isostáticos formados por dos vigas artesas. Los tres siguientes vanos están formados por un cajón de hormigón de canto variable que se empotra en las pilas, construido por la técnica de voladizos sucesivos, mientras que, los tres finales, nuevamente isostáticos, estaban formados por cuatro vigas con forma de "V".

El viaducto presentaba una serie de importantes daños en el sistema de pretensado de las vigas isostáticas en forma de "V", haciendo patente la clara carencia de capacidad resistente de estas. Tras el correspondiente estudio de alternativas, se optó por el desmontaje del tablero existente, y la posterior reconstrucción de un nuevo tablero mediante el uso de un lanzador de vigas.

Asimismo, se repararon los daños existentes en el tramo central del tablero y en las pilas más afectadas por la circulación de agua con fundentes, donde el nivel de degradación del hormigón motivó la ejecución de recrecidos de los diferentes paramentos.

En cuanto a la plataforma, el sistema de contención de la margen izquierda presentaba una serie de graves patologías caracterizadas por la corrosión generalizada de todos los elementos metálicos, que se traducían en una importante merma del nivel de seguridad y funcionalidad. Por este motivo se procedió a su sustitución y la implantación de un nuevo pretil mediante el corte parcial del voladizo, la hidrodemolición superficial de la losa y la posterior reconstrucción mediante el uso de un carro de alas.

Rehabilitación del puente metálico sobre el río Jándula



Figura 1. Alzado de pila central y vanos adyacentes.



Figura 2. Aspecto del tablero tras la retirada de la plataforma original de perfiles omega.

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
FHECOR
Director Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

Javier TORRICO LIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Dtor. División de Puentes y Obra Civil
jtl@fhecor.es

Fco. Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Director técnico
jlg@fhecor.es

Jose Carlos ROLDÁN
Arquitecto Técnico
AZUL Construcción
Jefe de Obra
jcroldan@azulconstruccion.com

Palabras clave: rehabilitación celosía metálica roblonada.

Resumen

El puente metálico sobre el Jándula data de 1915, tiene 120 m de longitud y 6 vanos de luces 16+ 4×22+16 m.

El tablero del puente está formado por dos celosías de 2,00 m de canto, separadas 4,08 m entre ejes. La celosía es continua, con un punto fijo en la pila central. El tablero se encuentra a una altura intermedia de las celosías, dejando un ancho de la plataforma de apenas 3,70 m.

La plataforma original del tablero estaba formada por unos largueros y travesaños dispuestos cada 2,00 m sobre los que apoyaban unos perfiles omega que, a su vez, soportaban un pavimento de macadam sobre el que se había extendido un aglomerado asfáltico.

En diciembre de 2019, durante una inspección visual, se detectó una corrosión generalizada de los perfiles omega de apoyo de la plataforma, lo que motivó una intervención urgente de reparación, promovida por la Junta de Andalucía, definida por FHECOR y ejecutada por AZUL Construcción.

En dicha actuación se resolvieron los problemas relacionados con la plataforma, se acometieron otras intervenciones para rehabilitar los apoyos, repintar la estructura, reponer piezas corroídas y reforzar la estructura en su conjunto. Los refuerzos han comprendido actuaciones en montantes, cordones superior e inferior, diagonales y uniones, todas ellas necesarias por razones resistentes. Además, se han sustituido tramos de elementos muy afectados por la corrosión y cuyo deterioro no fue visible hasta que se procedió a chorrear la estructura metálica para su repintado.

Se pretende mostrar un resumen de los aspectos más relevantes de los trabajos de investigación realizados para caracterizar el estado del puente, las propiedades de los materiales originales así como el conjunto de actuaciones realizadas durante las obras que, aún introduciendo técnicas y elementos no originales, han respetado al máximo la configuración original de la obra.

Diseño de medios auxiliares para el repintado del puente-viaducto de Requejo (Puente de Pino)



Figura 1. Vista general de Puente-Viaducto de Requejo (Puente de Pino).

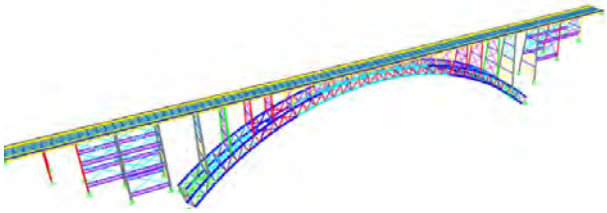


Figura 2. Vista general de modelo de cálculo elaborado.

Alejandro CASTILLO LINARES
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.
Director Gerente
acastillo@acl-estructuras.com

David TRUJILLO MONTES
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras S.L.
Director de proyectos
dtrujillo@acl-estructuras.com

Esther FELIPE AMIGO
Ingeniera de Caminos, C. y P.
Servicio Territorial de Movilidad
y Transformación Digital de Zamora. Junta de Castilla y León.
Jefa de Sección de Proyectos y Obras
esther.felipe@jcyl.es

Iván LOBATO RAPOSO
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Servicio Territorial de Movilidad y Transformación Digital de Zamora.
Junta de Castilla y León.
Jefe de Negociado de la Sección de Proyectos y Obras
ivan.lobato@jcyl.es

Palabras clave: puente, arco, estructura, acero, reparación, repintado, corrosión, durabilidad, mantenimiento, auxiliares.

Resumen

El Puente-Viaducto de Requejo, proyectado por el Ingeniero Jose Eugenio Ribera en 1897 e inaugurado en 1914, representa un hito histórico en la ingeniería española de principios del siglo XX que se ha mantenido en servicio hasta nuestros días.

La estructura, también conocida como Puente de Pino, se constituye por un puente arco metálico con una longitud total de 190 m entre estribos en el que destaca un arco central de 120 metros de luz. La apariencia de la estructura se caracteriza por la ligereza de sus formas, encajando de forma perfecta en la cuenca del río Duero para comunicar a los municipios zamoranos de Pino del Oro y Villadepera.

Recientemente se ha procedido al repintado de los perfiles metálicos del Puente con objeto de prolongar su vida útil. Para llevar a cabo este trabajo ha sido necesario el empleo de andamios anclados tanto en el tablero como en los montantes del arco cuyo peso es superior a la limitación de carga existente en la estructura.

Con objeto de analizar la viabilidad de instalación de los andamios así como de minimizar el número de fases de andamiaje, se ha llevado a cabo el cálculo de la estructura mediante la elaboración de un modelo de elementos finitos. Además, también se ha realizado una prueba de carga estática con un peso similar al de los andamios.

En el presente artículo se describen los criterios y bases de cálculo empleados en la elaboración del modelo de cálculo del Puente y el contraste de los resultados obtenidos en el modelo respecto a la prueba de carga. Además, dado que se dispone del Proyecto Original de la estructura, también se compararán los resultados obtenidos en el modelo respecto a los cálculos manuales realizados por el Proyectista según los medios disponibles en su época.

Rehabilitación del puente de Palma del Río



Figura 1. El tablero antes de la intervención.



Figura 2. Aspecto del muro en vuelta del estribo afectado por el bloqueo de los aparatos de apoyo.

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puerto
FHECOR
Director Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

Javier TORRICO LIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.
Dtor. División de Puentes y Obra Civil
jtl@fhecor.es

Fco. Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Director técnico
jlg@fhecor.es

María José OCHOA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Junta de Andalucía
Jefa de Servicio de Carreteras en Córdoba
mariaj.ochoa@juntadeandalucia.es

Esteban AYÚCAR
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Junta de Andalucía
Servicio de Carreteras en Córdoba
esteban.ayucar@juntadeandalucia.es

Palabras clave: rehabilitación celosía metálica roblonada.

Resumen

El puente de Palma del Río data de 1885 y fue el acceso a Palma del Rio hasta 2008. Tiene 489 m de longitud y consta de una parte metálica que salva el Guadalquivir, y dos viaductos de acceso con tres vanos en la margen derecha y treinta en la izquierda. Los viaductos de acceso son de fábrica, con bóvedas de ladrillo de medio punto de 5,85 m de luz y boquillas de sillería. Las pilas son de mampostería, con aristones de sillería.

El tramo metálico tiene 207 m de longitud, con cinco vanos de luces 36+3×45+36 m. El tablero está formado por dos celosías continuas de 4 m de canto separadas 7,60 m y apoya en unos fustes circulares de fundición rellenos de hormigón en masa.

Las pilas se construyeron hincando cajones metálicos hasta las margas. El tablero fue lanzado aprovechando la pendiente del 4‰, con una pequeña nariz de 7 m de longitud.

A comienzos de los años 70 se realizaron unas modificaciones de la plataforma del puente, que fue repintado en los años 80.

En diciembre de 2020 se produjo una deformación importante de la plataforma, cerca del estribo de la margen derecha, y se abrió una grieta considerable en el lateral del estribo. Se constató entonces el estado de bloqueo generalizado de los aparatos de apoyo, teóricamente móviles, del puente metálico. Esta circunstancia provocó el hendimiento de la sillería del estribo, y la aparición de un bache de varios centímetros en la plataforma.

Se propone exponer los aspectos más relevantes de los trabajos realizados para caracterizar el puente, y el conjunto de actuaciones realizadas, que han comprendido la rehabilitación y refuerzo del estribo de fábrica, la rehabilitación de los apoyos, así como el repintado, la limpieza y el rejuntado de la obra de fábrica.

Obra de emergencia para sustitución del vano nº30 del puente José León de Carranza sobre la bahía de Cádiz



Figura 1. Izado de una de las vigas completas.

Alejandro CASTILLO LINARES
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras
Presidente
acastillo@acl-estructuras.com

Carlos CALLEJA VIDAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ACL Diseño y Cálculo de Estructuras
Director de proyectos
ccalleja@acl-estructuras.com

Jose María PADILLA JIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Dirección General de Carreteras Ministerio de Transportes y Movilidad
Sostenible. Unidad de Cádiz
mailto:jmpadilla@transportes.gob.es

Palabras clave: emergencia, reparación, refuerzo, tablero, demolición.

Resumen

Esta comunicación describe las acciones principales para sustituir el vano nº30 del Puente José León de Carranza debido a los daños en las vigas (pérdida de sección y rotura de tendones de pretensado).

El Puente José León de Carranza, uno de los tres accesos a Cádiz, se construyó en 1969. Consta de 29 tramos de hormigón pretensado de 44 metros cada uno y un tramo metálico basculante de 90 metros. Los vanos de hormigón están formado por 6 vigas pretensadas doble T de 2.75 metros de altura, sin losa de compresión, unidas por riostras transversales con pretensado transversal. El vano nº 30 es el situado junto al estribo del lado Cádiz. Es el vano de menor altura respecto del mar, quedando expuesto a las salpicaduras del oleaje, lo que ha causado su deterioro singular.

La presente comunicación aborda los siguientes aspectos:

- Inspecciones y estudios previos sobre el estado de conservación del vano nº30 y evolución de sus daños.
- Análisis resistente realizado en julio de 2023, y toma de decisiones. Limitación de tonelaje y petición de emergencia.
- Descripción de las obras de emergencia para la sustitución del tablero del vano existente por uno de nueva construcción. Estas actuaciones se pueden dividir en:
  - o Actuaciones previas: corte de tráfico, retirada de plataforma y servicios afectados.
  - o Desmontaje del tablero existente: corte de riostras, izado de vigas y demolición.
  - o Reparaciones en pila y estribo y sustitución de apoyos.
  - o Construcción del nuevo tablero: colocación de vigas, prelosas y hormigonado de losa de compresión.
  - o Restitución de servicios afectados y disposición de nueva plataforma.
  - o Inspección detallada, que posteriormente se amplió a inspección especial, a causa del colapso de dos vigas.

Las obras comenzaron el 17 de marzo y la duración de las obras fue de 3 meses.

Rehabilitación del viaducto del Barranco del Caballar en la variante de Almería



Figura 1. Vista general del viaducto antes de la intervención.



Figura 2. Aspecto del vano extremo tras el fin de las obras y al fondo la situación preexistente.

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Director Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

José ROMO MARTÍN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores
CEO
jrm@fhecor.es

Julio SÁNCHEZ DELGADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Director Técnico
jsd@fhecor.es

Javier DE CABO RIPOLL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR
Jefe de Proyecto Obra Civil
jcr@fhecor.es

Palabras clave: celosía metálica; fatiga; soldadura.

Resumen

El viaducto del Barranco de El Caballar tiene 415 m de longitud y siete vanos, con 65 m de luz tipo y 47,50 m de luz en los vanos extremos. El tablero está formado por dos celosías metálicas tipo Warren, separadas 6,00 m entre ejes y una losa de hormigón de 11,30 m de ancho.

Durante las inspecciones previstas por la Dirección General de Carreteras para analizar la sensibilidad frente a fatiga de este tipo de estructuras, se detectaron algunas deficiencias en soldaduras y detalles con riesgos de rotura frágil en las uniones entre diagonales y cordones superior e inferior que motivaron la declaración de una emergencia.

Los trabajos realizados en una fase inicial comprendieron la evaluación estructural del tablero y la definición de las actuaciones de investigación y refuerzo necesarias.

En la fase de obras se han instalado andamios colgados en toda la longitud del tablero para la realización de los siguientes trabajos:

- inspección al 100% de las soldaduras existentes;
- reparación de soldaduras en las que se han detectado defectos de ejecución;
- refuerzo de nudos de celosías para satisfacer el cumplimiento del ELU de fatiga y evitar una rotura prematura en la unión soldada entre las alas de las diagonales y las cartelas del nudo;
- refuerzo de diagonales comprimidas;
- retirada del arriostramiento superior;
- construcción de pasarelas de inspección a nivel intermedio;
- sustitución de aparatos de apoyo;
- sustitución de juntas de dilatación;
- repintado general de la estructura;
- instalación de una instrumentación.

Reparación de emergencia del pantalán sur de DECAL del puerto de Huelva



Figura 1. Estado de la plataforma tras el impacto del Sino Star.



Figura 2. Colocación de cabecero prefabricado.

Gonzalo AIVAR MATEO
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Responsable Depto. Grandes Proyectos
gonzalo.aivar@proes.es

Manuel Alejandro NICOLÁS PAZO
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Director de Proyectos
manuel.nicolas@proes.es

Roberto PILLADO GONZÁLEZ
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Responsable Depto. Ingeniería Maritima
roberto.pillado@proes.es

Enrique Javier VIDAL MORÁN
Ingeniero Edificación
Proes
Jefe Unidad Obra
enrique.vidal@proes.es

Amaya HERNANDO MARTÍN
Máster Ingeniera de Caminos
Proes
Directora de Proyectos
amaya.hernando@proes.es

José María ARRIETA TORREALBA
Máster Ingeniero de Caminos
Proes
Asesor
josemaria.arrieta@proes.es

Palabras clave: buque, pantalán, accidente, reparación, refuerzo, estructura de hormigón.

Resumen

Proes ha proyectado la demolición y reparación de las estructuras marítimas del pantalán Sur de DECAL, dañadas por el impacto de un buque durante el atraque.

Este pantalán da servicio a buques con capacidades entre 6.000 TPM y 50.000 TPM, con eslora máxima de 210 m. Está constituido por un puente de acceso, una plataforma de atraque y cuatro duques de alba de amarre de hormigón armado. La plataforma de atraque sufrió el impacto, lo que provocó daños en el pantalán.

El proyecto de demolición contempló la retirada de los elementos de hormigón armado dañados, incluyendo un pilote, su cabecero, cuatro vigas de unión y la losa superior. La técnica de demolición fue una combinación de corte con disco e hilo de diamante, para retirar las piezas, así como hidro-demolición parcial de la estructura sana, para garantizar la continuidad estructural en la reconstrucción.

Tras un estudio de alternativas, la reparación consistió en la ejecución de un pórtico de dos pilotes de hormigón armado con camisa de acero perdida. La camisa metálica fue colocada con vibrador, mediante medios marítimos, utilizando una pontona. Posteriormente se procedió al vaciado, armado y hormigonado con tubo *tremie*. Se construyó, seguidamente el cabecero de hormigón armado, uniendo ambos pilotes mediante un molde/carcasa de dos piezas, a modo de encofrado de hormigón, para su posterior armado interior y hormigonado. La reconstrucción se completó con cuatro vigas prefabricadas de hormigón armado, placas alveolares y losa de compresión de hormigón.

La obra se completó con la reinstalación de dos ganchos de escape rápido de 75 t, una defensa formada por dos tambores DCE1150, canalizaciones a ganchos, reposición de barandillas y recolocación del resto de equipos a su posición original.

Todas estas actuaciones se realizaron en cuatro meses, al requerirse la puesta en operación del atraque lo antes posible.

Rehabilitación del puente de Mendaro



Figura 1. Rehabilitación del puente de Mendaro.

Mario GUISASOLA RON
Dr. Ingeniero de Caminos
ANTA Ingeniería Civil , SLP
Director
mgr@anta-ic.com

Palabras clave: rehabilitación, ampliación, acero corten, empotramiento, canto variable, torsión, viga curva.

Resumen

El único puente de acceso rodado a la localidad guipuzcoana de Mendaro cruza el río Deba y la línea de ferrocarril de vía estrecha que une San Sebastián y Bilbao. La estructura fue construida hace aproximadamente 50 años y presenta algunas carencias funcionales como son la anchura reducida de sus aceras y calzada, así como la ausencia de un adecuado sistema de contención frente a posibles impactos. La solución adoptada trata de resolver las carencias funcionales del puente existente adosando sendas vigas metálicas en cada borde que permitan disponer aceras de dos metros de anchura y un sistema de contención acorde a los estándares actuales.

El puente presenta una geometría irregular y consta de cinco vanos. Cuatro de ellos son marcos, mientras que el vano que cruza el río es un tablero de vigas de hormigón pretensado apoyado en sendas ménsulas cortas, creadas a partir de los hastiales de los marcos adyacentes. El vano isostático presenta una luz de 24,5 metros de luz y los marcos presentan luces comprendidas entre 6,6 y 9,4 metros. El tablero se encuentra abocinado en ambos estribos. La nueva estructura metálica no se conecta con el dintel existente. Además, los dos vuelos del puente actual se eliminan, reduciendo la carga muerta del núcleo central resistente. La ampliación metálica de cada borde consta de una única viga cajón con una serie de costillas en vuelo dispuestas bajo la nueva acera. La estructura se apoya en cinco ejes de apoyo: dos en cada estribo y uno en eje de pila 2. De esta manera se genera una viga continua de 81 metros de longitud y cuatro vanos de 3,24, 45,36, 25,92 y 3,24 metros. La viga es recta en su tramo central y se curva en sus extremos para adecuar su trazado a la geometría abocinada del puente actual.

Sustitución de tirantes puente Edgar Cardoso en Figueira da Foz (Portugal)



Figura 1. Vista de una de las torres del puente.



Figura 2. Anclaje de tirantes provisionales.

Fernando MARTINEZ PÉREZ-BEATO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DYWIDAG
Director Técnico España
fernando.martinez@dywidag.com

Duarte ABECASIS
MSc Ingeniero Civil
DYWIDAG
Project Manager
duarte.abecasis@dywidag.com

Jhonny BRITO
MSc Ingeniero Civil
DYWIDAG
Regional Sales Manager
jhonny.brito@dywidag.com

Palabras clave: puente, tirantes, sustitución tirantes, monitorización, rehabilitación, transferencia.

Resumen

El puente Edgar Cardoso está situado en la ciudad portuguesa de Figueira da Foz y cruza el Río Mondego. Es un puente diseñado por el ingeniero Edgar Cardoso y construido durante los años 1978 a 1982. El puente tiene una longitud total de 1421 m y una anchura de 20.6 m, con un tramo atirantado de tres vanos que cruza el río. El tramo atirantado tiene luces de 90 + 225 + 90 m.

En el año 2023 se iniciaron los trabajos de refuerzo y rehabilitación del puente. Estos trabajos incluyen la sustitución integral de los tirantes actuales, retenida vertical en vanos laterales y reparación del hormigón de los pilonos y pilas del puente.

En esta ponencia nos centraremos en los trabajos de sustitución de los 24 tirantes originales. Esta operación se realiza teniendo en cuenta que no es posible desde un punto de vista estructural destesar un tirante original y luego instalar uno nuevo. “Perder” el soporte estructural de un solo tirante supone el colapso completo del puente. Además, el tablero debido a sus características mecánicas no permite grandes deformaciones de este, con lo que la transferencia de cargas entre los tirantes originales y los nuevos debe ser en escalones de carga muy pequeños.

De esta forma, la sustitución de los tirantes originales (formados por haces de alambres paralelos de entre 390 y 900 alambres) por tirantes definitivos de cordones paralelos (tirantes entre 37 y 109 cordones) se materializa con la instalación previa de parejas tirantes provisionales de cordones paralelos. Cada sustitución de un tirante acarrea hasta 20 subetapas de puesta en carga de cordones en los tirantes provisionales y corte de alambres en los tirantes originales, seguida de hasta 20 subetapas de puesta en carga de los tirantes definitivos y remoción de los tirantes provisionales.

Sustitución de los tirantes del puente Santa Rosa en Bolivia



Figura 1. Vista general del puente durante reforzamiento.



Figura 2. Conector de tirantes en cabeza de pila.

Josué GALVIS RAMOS
Magíster en ingeniería estructural
Josué Galvis R & Asoc.
Consultor en ingeniería estructural
jgalvis@une.net.co

Raimon RUCABADO JIMÉNEZ
MSc in Civil Engineering.
MeKano4, S.A.
Director de Proyectos Especiales
rucabado@mekano4.com

Ángel APARICIO BENGOECHEA
PhD in Civil Engineering
UPC, Barcelona Tech
Professor in Bridge Engineering
angel.carlos.aparicio@upc.edu

Elkin PEÑA LEAL
Estudiante de maestría en ingeniería estructural
MK4 COLOMBIA S.A.S.
Jefe de proyecto
elkin.pena@mekano4.co

Rodolfo Javier TIRADO GUTIÉRREZ
Candidato a Doctor UPC, Barcelona Tech.
MK4 COLOMBIA S.A.S.
Consultor en ingeniería estructural
rodolfo.javier.tirado@upc.edu

Mario Alfredo SILVA CANCINO
Ingeniero civil
MK4 COLOMBIA S.A.S.
Gerente general
marioalfredosilvac@gmail.com

Palabras clave: vulnerabilidad, evaluación, proceso constructivo, sustitución, pre-esforzado, tirantes, torón, anclajes, puente atirantado.

Resumen

Este documento se enfoca en exponer y explicar las actividades realizadas en la rehabilitación del puente atirantado "Santa Rosa", ubicado sobre el estrecho de Santa Rosa, sobre los límites de los departamentos de Santa Cruz y Sucre, Bolivia. Esta estructura presenta dos pilas o pilonos de 32 metros de altura, medidos desde la base hasta el punto de anclaje de los tirantes. Igualmente, un tablero de placa maciza con vigas de borde que reciben los tirantes, divido en tres vanos, dos laterales de 30 metros y uno central de 130 metros, sostenido por una familia de tirantes delanteros y de retenida (12 por cada pila, divididos en 2 caras, aguas arriba y aguas abajo). Esta estructura fue diseñada por la empresa Jean Müller International y su construcción data entre los años de 1990 y 1992. En el año 2017, este puente sufrió la rotura del tirante número 5 aguas abajo. Este suceso motivó a realizar un estudio de vulnerabilidad, lo cual concluyó en la necesidad de actualizar la estructura a normativas vigentes. En el año 2022 mediante el apoyo de empresas bolivianas, colombianas y españolas, se realizó el estudio y la evaluación de la estabilidad de la estructura. Lo anterior, proponiendo una metodología de reemplazo de tirantes, que brindó seguridad durante la sustitución, ya que nunca se detuvo el funcionamiento del puente. Finalmente, este documento destaca los avances y desafíos que tuvo el proyecto durante su reforzamiento. Se detallan los aspectos técnicos del diseño y el proceso constructivo. Se mencionan los materiales utilizados, así como la tecnología empleada para garantizar la durabilidad y seguridad de la estructura. Además, hace referencia a los plazos establecidos para la finalización del proyecto. En resumen, ofrece una visión integral de la planificación, ejecución y resultados esperados que van desde el diseño hasta la puesta en marcha del puente.

Reparación Puente de Mondariz



Figura 1. Soldadura péndola.



Figura 2. Vista final arcos.

Sergio COUTO WÖRNER
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director General
scouto@k2ingenieria.es

Jorge CASCALES FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director Técnico
jcascales@k2ingenieria.es

Ricardo RICO RUBIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Director de Ingeniería
rrico@k2ingenieria.es

Tania CANCELO REY
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
tcancelo@k2ingenieria.es

Javier LENDOIRO SANTOS
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
k2 Estudio de Ingeniería S.L.
Ingeniero de Proyectos
jlendoiro@k2ingenieria.es

Palabras clave: inspección, patologías, refuerzo, corrosión, ensayos, mantenimiento.

Resumen

El puente de Mondariz se encuentra en el PK 8+540 de la carretera PO-254 (T.M. Mondariz – Mondariz Balneario, Pontevedra) sobre el río Xabriña. La estructura es un bow string metálico de 59 metros de luz y 13 metros de ancho. La estructura consta de dos arcos metálicos con un tirante interior.

Durante la Inspección Principal del año 2020 se observaron daños aparentemente graves en alguno de los elementos principales de la estructura (péndolas, cajones metálicos, arcos…). Estos daños podían significar una reducción de la capacidad portante de la estructura. El puente presentaba una corrosión importante.

Se realizaron dentro de una Obra de Emergencia estudios exhaustivos de campo (inspección visual, ultrasonidos, partículas magnéticas, dureza Brinell, ensayos macrográficos, videoscopías, etc).

A la vez se realizó una comprobación estructural del puente, para tener controlado el estado tensional de todos los elementos.

Con toda esta información se diseñó el refuerzo estructural necesario.

Se diseñaron refuerzos, reparaciones o sustituciones en estribos, apoyos de neopreno, prelosas, estructura metálica (arcos, péndolas, cajones longitudinales y vigas transversales), pavimento, eliminación de vegetación y pretiles.

Se marcaron todas las zonas sobre las que era necesario actuar debido en gran parte a un estado avanzado de corrosión. En algunos casos fue necesario el diseño de platabandas adicionales de refuerzo.

Para la reparación de las péndolas se diseñaron yugos de apeo para los elementos existentes para no dejar en ningún momento la estructura en precario.

Se dispusieron andamios inferiores a todo lo largo de la estructura para realizar las reparaciones inferiores y los trabajos de pintado. Se protegió la estructura con lonas para evitar contaminación ambiental y del cauce.

El trabajo realizado se complementa con una Asistencia Técnica a pie de obra.

Mejora y rehabilitación del puente de Villa del Río sobre el río Guadalquivir en la carretera A-3101 (Córdoba)



Figura 1. Vista general del puente.



Figura 2. Transporte de tramo metálico a plataforma de trabajos.

Manuel ESCAMILLA GARCÍA-GALÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director General
mescamilla@pontem.es

Héctor BERNARDO GUTIÉRREZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pontem Engineering Services S.L.
Director de Operaciones
mescamilla@pontem.es

José ALFREDO CASTRO LÓPEZ
Ingeniero Civil
Pontem Engineering Services S.L.
Responsable de Control de Calidad
jacastro@pontem.es

José Luis GRIMALT MONEDERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Junta de Andalucía. Consejería de Fomento, Infraestructuras y Ordenación del Territorio
Director de Obra
josel.grimalt@juntadeandalucia.es

Sergio DIOSDADO RUIZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Junta de Andalucía. Consejería de Agricultura, Pesca, Agua y Desarrollo Rural
Coordinador General
sergio.diosdado@juntadeandalucia.es

Palabras clave: puente histórico, roblones, rehabilitación, fábrica, puente temporal.

Resumen

En la localidad cordobesa de Villa del Río se enclava un puente metálico sobre el río Guadalquivir. El puente fue construido en 1906, y posteriormente reconstruido entre 1950 y 1951, después de que uno de sus vanos fuera destruido durante la Guerra Civil.

Ante los problemas de seguridad y limitación de carga, la Consejería de Fomento y Vivienda en Córdoba decidió ejecutar un refuerzo y ampliación del tablero de manera que permitiese además albergar dos carriles de 3,50 m de anchura así como dos aceras peatonales de 1,20 m de anchura.

Se trata de un puente que originalmente presenta dos secciones claramente diferenciadas: una compuesta por tres arcos metálicos de 48 m de luz cada uno y otra formada por cinco bóvedas de fábrica de 8 m de luz libre cada una de ellas.

En el tramo de fábrica se ejecuta un ensanche por medio de una una losa de hormigón armado, de 12,80 m de anchura total, que se asienta sobre la estructura de fábrica existente.

Por su parte, el tramo metálico ve ampliada también su anchura aprovechando las estructuras principales de los arcos, las cuales se desmontan de su situación actual a una plataforma auxiliar, donde se separan por medio del desmontaje de las vigas transversales del tablero y de los arriostramientos entre arcos, para proceder a reforzarlos y conectarlos con unos nuevos elementos de mayor anchura y potencia. Una vez conformados los nuevos vanos, se sitúan sobre las pilas y se colocan prelosas de hormigón armado, para configurar el nuevo tablero.

A fin de no interrumpir temporalmente el tráfico de la carretera, se ha diseñado y construido un puente temporal, que sirve además como plataforma de apoyo al montaje y desmontaje de los arcos.

Restauración del puente de Villamanta sobre el arroyo Grande tras la DANA de septiembre de 2023



Figura 1. Vista aguas arriba del pontón después los efectos catastróficos de la DANA.



Figura 2. Vista aguas arriba del pontón después las obras de refuerzo y restauración.

Alberto MARTÍN GALÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Jefe de Departamento Obra Civil
amg@fhecor.es

Fco. Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Técnico
jlg@fhecor.es

Yolanda ALCARAZ NUÑO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Comunidad de Madrid
Jefa del Area de Explotación de la Dirección General de Carreteras
yolanda.alcaraz@madrid.org

Ana Belén FERNÁNDEZ CAÑADA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Comunidad de Madrid
Directora de Contratos de Estructuras
anabelen.fernandez.canada@madrid.org

Miguel Ángel DELGADO NÚÑEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
IMESAPI SA
Director Técnico
madelgadon@imesapi.es

Jesús MARÍN FORNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
IMESAPI SA
Jefe de obra
jrmarinf@imesapi.es

Palabras clave: obra de fábrica, patrimonio, DANA, restauración.

Resumen

El Pontón de Villamanta, construido entre 1882 y 1884, es un puente de tres vanos de bóvedas rebajadas, en fábrica de mampostería y boquillas de ladrillo. Responde a una tipología muy frecuente en el periodo 1880-1910, aproximadamente. La estructura se reforzó en 1966 y se ensanchó y se reforzó nuevamente en 2003, añadiendo al tablero dos aletas que independizaban la circulación peatonal de la calzada y micropilotando los estribos y pilas. El puente está incluido en el Catálogo de Bienes Culturales de la Comunidad de Madrid, en la categoría de Bien de Interés Patrimonial.

Como consecuencia de la DANA de septiembre de 2023, el puente sufrió graves daños. Presentaba derrumbes, desplazamientos de gaviones, rotura y desplazamiento de gran parte de la zona oriental del estribo 1 aguas arriba. En las boquillas de dos de sus bóvedas, del lado de aguas arriba, se evidenciaban daños en la primera rosca de ladrillo visto, con grandes pérdidas de volumen.

Con el acuerdo de proyectistas, Propiedad, arqueólogos y restauradores, los trabajos de restauración se han realizado conciliando aspectos estéticos, históricos, funcionales y sociales. Los tratamientos llevados a cabo han sido pensados para no alterar las características únicas del bien, no modificar las características fisicoquímicas de los materiales y asegurar la máxima compatibilidad y reversibilidad posibles. Los trabajos realizados fueron: refuerzo con zapata micropilotada para evitar futuros descalces del estribo norte, aguas arriba, creación de muros de escolleras para proteger las caras laterales de los estribos, reconstrucción de las roscas dañadas, reconstrucción del estribo norte aguas arriba reutilizando las piedras originales recuperadas en el sitio, creación de pasillos peatonales y miradores para devolver y aun potenciar el bien a su función social. Un ejemplo de que, si es posible, es preferible reconstruir a sustituir frente a previsibles nuevos episodios de riadas

Comportamiento dinámico en juntas transversales de estructuras tipo pérgola. Patologías observadas en la estructura PK 1+900 de la autovía A-8.



Figura 1. Registro al paso de vehículo pesado sobre la junta.

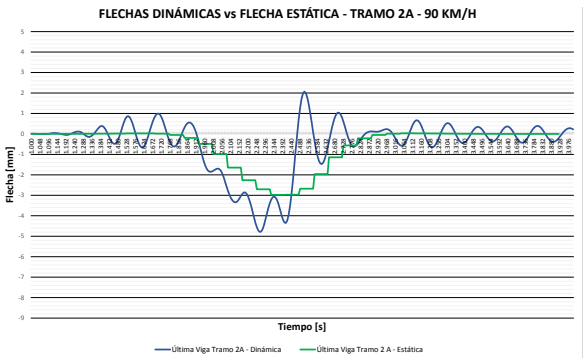


Figura 2. Flechas dinámicas y estáticas en la simulación dinámica.

Óscar Ramón RAMOS GUTIÉRREZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA. CEO.
Universidad de Cantabria
oramos@orramoseng.com

Ricardo PEREIRA DE SOUSA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe de Proyecto.
rpereira@orramoseng.com

Antonio NORIEGA ARENA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ORRAMOS INGENIERÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
anoriega@orramoseng.com

Álvaro GAUTE ALONSO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria
alvaro.gaute@unican.es

José Francisco SÁNCHEZ CIMIANO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria
Jefe de Servicio de Conservación y Explotación
jfscimiano@transportes.gob.es

Javier MANTILLA CRESPO
Ingeniero Civil
MATINSA
Jefe de Operaciones
javier.mantilla.crespo@fcc.es

Palabras clave: patología, auscultación dinámica, cálculo dinámico, impacto, conservación y mantenimiento, rehabilitación.

Resumen

La pérgola sobre el ferrocarril en la A8 (P.K. 1+900) consiste en un tablero isostático de vigas de hormigón pretensadas con un ancho de 178 m. La estructura está dividida en 6 tramos de luces aproximadamente 30 m cada uno. El tablero está formado por vigas prefabricadas pretensadas.

Se ha constatado que en la junta entre dos de los tramos se produce una excitación dinámica significativa al paso de vehículos pesados, lo que se traduce en un importante deterioro de la junta de calzada, que obliga a campañas de reparación continua. Además de la lógica afección al confort de la circulación, existe preocupación también por la posibilidad de un daño estructural en las propias vigas.

Se decidió realizar una campaña de auscultación dinámica con los siguientes objetivos: cuantificar la magnitud de las aceleraciones en la zona de la junta, comparar los parámetros dinámicos de los diferentes tramos de la pérgola y correlacionar los parámetros observados con los obtenidos de un modelo de cálculo.

El modelo de cálculo de contraste es un modelo híbrido viga-losa, en el que se introduce la acción dinámica del vehículo pesado a diferentes velocidades y del que se deducen las aceleraciones y desplazamientos máximos en la junta, coeficiente de impacto en desplazamientos y esfuerzos, etc.

La caracterización dinámica ha permitido determinar que el problema detectado es derivado de la propia configuración del diseño de la estructura, y no de una posible patología asociada a las vigas, losa o subestructura, por lo que se acometió una propuesta de actuación encaminada a dar continuidad total a la losa del tablero en la zona entre juntas de tramos. Asimismo, se verificó que la solución adoptada permitía reducir el impacto observado al paso de los vehículos pesados.

Diagnosis del paso superior Joaquín Costa – Francisco Silvela. Madrid, 2020



Figura 1. Vista del paso superior de Francisco Silvela – Joaquín Costa en marzo de 2020, pocos meses antes de su demolición.



Figura 2. Tendón roto en lado 1 de vano 6 (12 de febrero de 2020).

Alberto MARTÍN GALÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Jefe de Departamento Obra Civil
amg@fhecor.es

Julio SÁNCHEZ DELGADO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Técnico
jsd@fhecor.es

Fco. Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Técnico
jlg@fhecor.es

Cristina COBO RODRÍGUEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Dragados
Servicio de Puentes y Estructuras de Obra Civil
ccobor@dragados.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Dragados
Jefe Servicio Puentes y Estructuras de Obra Civil
jjalvareza@dragados.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Dragados
Jefe Dpto Estructuras, Geotecnia y Obras Marítimas
clucass@dragados.com

Palabras clave: corrosión bajo tensión; ataque árido-álcali; diagnosis; autopsia.

Resumen

Proyectada por López Jamar y construida y demolida por Dragados (1969, 2020), en esta estructura se notaba el esmero en conseguir una obra grácil; hasta las barandillas denotaban intención estética. Era una obra esbelta (L/h = 28,15) con continuidad estructural completa, salvo en los estribos, con luces típicas de 33,78 m.

La estructura venía manifestando movimientos desmesurados de la junta más alejada del punto fijo y unas misteriosas fisuras longitudinales que permanecieron inexplicablemente sin diagnóstico. En febrero de 2020 se descubrió un tendón sin lechada protectora y roto. La preocupación se centró en el pretensado, pues cerca del 10% de los tendones presentaba ese problema, con corrosión bajo tensión y roturas frágiles.

La resistencia característica del hormigón era de apenas el 47% del valor de proyecto y el módulo de deformación el 51%. Sin embargo, la estructura no presentaba flechas, ni fisuras típicas de flexión. La causa de que las tensiones en estado permanente superaran $f_{ck,est}$ y, holgadamente, el límite de fluencia no lineal estribaba en un fuerte ataque árido-álcali. Se detectaban acortamientos longitudinales, pero no flechas porque el pretensado era tan potente que la carga neta (peso propio, carga permanente y fuerza de desvío) era prácticamente nula: el criterio habitual hasta los 90.

Había riesgo cierto de agotamiento por compresión (flexo-compresión y cortante), debida fundamentalmente al pretensado, sucediendo algo paradójico: la rotura por corrosión de ciertos tendones, junto con considerables pérdidas diferidas de pretensado por acortamiento había tenido un efecto beneficioso. Los autores jamás pensaron que harían una afirmación tan rara.

Al no ser posible dar solución duradera, se recomendó al Ayuntamiento el cierre y el desmontaje. La propuesta de demolición incluía una autopsia que no contó con apoyo decidido. El soporte de la ETSICCP-UPM y nuestra perseverancia permitieron completar dos campañas paralelas de reconocimiento *post-mortem* de gran valor.

Reparación y refuerzo del puente sobre el río Urola de la línea de ETS Bilbao-San Sebastián en Zumaia P.K. 79/036



Figura 1. Alzado derecho antes de la reparación y el refuerzo.



Figura 2. Vista durante los trabajos de ampliación y refuerzo.

Iñaki JAIME AZPIAZU
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
INJELAN S.L.
ija@injelan.com

Alberto MARTÍN GALÁN
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director de Departamento Obra Civil
amg@fhecor.es

Jon CORRAL
Ingeniero Técnico de Obra Públicas
INJELAN S.L.
jca@injelan.com

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director de Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

Ángela SANCHEZ-AREVALO CORTES
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos
Gestora de Planificación y Proyectos
Euskal Trenbide Sarea ETS
asanchez@ets-rfv.eus

Itziar Amaia FERNÁNDEZ HERNÁNDEZ
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos
Directora de Obra
Euskal Trenbide Sarea ETS
iafernandez@ets-rfv.eus

Palabras clave: puente, reparación, refuerzo, metálico, celosía, ferrocarril.

Resumen

El puente sobre el río Urola en Zumaia, inaugurado el 1 de enero de 1901, se encuentra en el P.K. 79/036 de la línea de ETS entre Bilbao y San Sebastián. La estructura consta de dos vanos hiperestáticos idénticos de 51,00 m y longitud total de 102,00 m, con dos celosías metálicas continuas tipo Town de alma cerrada en celosía múltiple, que posteriormente fueron reforzadas en 1989 con una celosía central de tipo Warren para descargar las dos celosías laterales originales, que presentaban deformaciones importantes. Posteriormente, en 2003, se procedió al repintado general del puente y se sustituyó la mayor parte de los perfiles de los arriostramientos de la estructura con uniones atornilladas y soldaduras.

Las cerchas principales tienen un canto de 5,985 m (relación canto/luz de 1/8,5) y la plataforma una anchura de 5,88 m, dando soporte a una vía única de ancho métrico con tráfico mixto de pasajeros y mercancías.

La solución planteada por FHECOR e INJELAN y ejecutada por IMESAPI-CYCASA-CAMPEZO contempla la sustitución por perfiles de mayor calibre, con circulación ferroviaria, de un número importante de arriostramientos de las cruces de San Andrés, así como el refuerzo de mamparos y riostras de estribos y pila, fuertemente corroídos y con rotura de chapas metálicas. Como actuación más importante e innovadora, se acometió la sustitución completa del ala inferior de los cordones inferiores de las celosías principales, sin tráfico ferroviario, cuyas fuertes pérdidas de sección de acero por corrosión imposibilitaban los refuerzos con parcheos. La actuación se completa con el chorreado y pintado de toda la estructura metálica, junto con reparaciones en estribos y pila de fábrica de piedra.

El proyecto y la Asistencia Técnica han sido realizados por FHECOR e INJELAN, mientras que la Dirección del Proyecto y Obra han corrido a cargo de ETS.

Refuerzo del puente de la ronda de Pamplona, PA-30, P.K. 0+300, situado sobre la AP-15



Figura 1. Vista inferior del vano principal con armadura activa con fuertes corrosiones.



Figura 2. Vista inferior del encofrado con las vainas de pretensado y esperas de acero pasivo.

Fco. Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Técnico
jlg@fhecor.es

Alberto MARTÍN GALÁN
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director de Departamento Obra Civil
amg@fhecor.es

Francisco PRIETO AGUILERA
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director de Departamento Obra Civil
fpa@fhecor.es

Pedro SOTO VALCARCE
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Jefe de Sección de Conservación Carreteras
Gobierno de Navarra
pedro.soto.valcarce@navarra.es

Luis Miguel MARTÍN GÓMEZ
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Conservación Carreteras
Gobierno de Navarra
lm.martin.gomez@navarra.es

Carlos MANSO MANRIQUE
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Jefe de Obra
Construcciones MARIEZCURRENA S.L.
cmanso@mariezcurrena.com

Palabras clave: puente, reparación, refuerzo, viga, pretensado, corrosión, drenaje, encofrado.

Resumen

La estructura, construida en 1990, se encuentra en el P.K. 0+300 de la PA-30, Ronda de Pamplona, sobre la AP-15, Autopista de Navarra. Consta de 3 vanos isostáticos de 16,00 + 38,75 + 16,00 m con un tablero de hormigón pretensado de vigas doble T de 2,00 m de canto, con 6 vigas en el vano principal y 2,10 m de intereje, sobre las que se dispone una losa de 0,20 m de canto. Las pilas están formadas por 2 fustes circulares con dintel superior de hormigón armado. Con posteridad, se ejecutó un puente paralelo con la misma distribución de luces pero con vigas artesas para dar servicio a carriles en sentido contrario en la calzada izquierda.

Las vigas de borde del vano principal presentaban un grave déficit de capacidad resistente por las pérdidas de sección por corrosión del acero activo, llegando a producirse la rotura de 6 tendones en centro de vano. Adicionalmente, los dinteles de las pilas presentaban fuertes fisuraciones por cortante y corrosión avanzada, sin que fuera posible asegurar su capacidad frente a las cargas reglamentarias. Todos estos deterioros estaban producidos por un deficiente funcionamiento del drenaje, en presencia de fundentes, lo que llevó al GOBIERNO DE NAVARRA a ejecutar las obras por la vía de emergencia.

Frente a la imposibilidad de acometer refuerzos con fibra de carbono o pretensado exterior, FHECOR definió una solución, ejecutada por CONSTRUCCIONES MARIEZCURRENA, consistente en una nueva viga *in situ* pretensada, en cada lado, ejecutada entre las 2 vigas de borde con un sistema especial de encofrado que permitía deslizar horizontalmente las trepas de armado pasivo y activo, manteniendo espacio suficiente para el acceso de operarios y gatos, así como empleando hormigón autocompactante. Además, se definió un refuerzo acartelado en las pilas para compensar la falta de capacidad de los dinteles.

Demolición y reconstrucción del tablero del paso superior sobre la M-300 en el PK 28+900. Alcalá de Henares

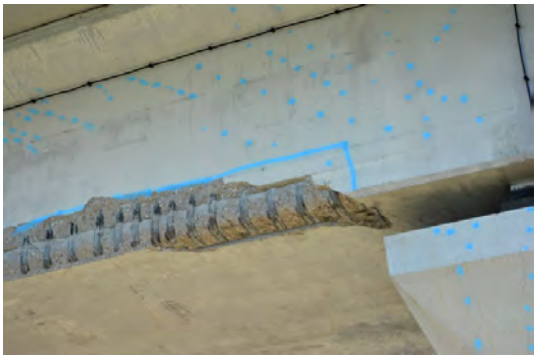


Figura 1. Vista inferior de una de las vigas afectada por la junta fría entre alma y losa inferior con distorsión de los cercos de cortante.



Figura 2. Demolición del tablero original con piezas cortadas con hilo de diamante.

Alberto MARTÍN GALÁN
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director de Departamento Obra Civil
amg@fhecor.es

Javier LEÓN GONZÁLEZ
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Técnico
jlg@fhecor.es

Julio SÁNCHEZ DELGADO
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A
Director Técnico
jsd@fhecor.es

Belén PEÑA SANZ
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos
Subdirectora de Conservación y Explotación
Comunidad de Madrid
belen.pena@madrid.org

M. Yolanda ALCARAZ NUÑO
Ingeniera Caminos, Canales y Puertos
Jefa del Área de Explotación
Comunidad de Madrid
yolanda.alcaraz@madrid.org

Eugenio Rey CONDE FERNÁNDEZ
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
Jefe de Obra
Díez y Compañía S.A.
estudios@diezycia.es

Palabras clave: puente, demolición, reconstrucción, viga, pretensado, junta fría, hilo de diamante.

Resumen

La estructura, que se encuentra en el P.K. 28+900 de la M-300, en uno de los accesos a Alcalá de Henares desde la A-2, consta de 4 vanos hiperestáticos de 29,0+37,5+37,5+29,0 m de luz y longitud total de 133 m. Fue construida en 2012 con un tablero de viga artesa de 1,45 m de canto con continuidad sobre pilas mediante barras pretensadas. La losa superior es de canto variable de 0,20 a 0,35 m de canto para alojar una plataforma de 11,30 m de ancho.

El deterioro más grave consistía en un fallo por rasante en la unión de las almas de la viga con la losa inferior en los vanos centrales (junta fría), con pérdida de capacidad resistente y de rigidez que se reflejaba en fuertes deformaciones en el tablero y desconchones en la interfaz alma-losa inferior, diagnóstico refrendado por testigos extraídos en la interfaz y pruebas de carga dinámica. Además, los capiteles de las pilas presentaban fuertes fisuraciones. La estructura no cumplía el nivel de seguridad exigido y presentaba incluso un nivel de seguridad precario bajo cargas permanentes, lo que llevó a la Comunidad de Madrid al corte del tráfico superior e inferior y a la ejecución de las obras por la vía de emergencia.

Frente a la imposibilidad de realizar refuerzos con fibra de carbono, cajones metálicos o pretensado vertical en almas, FHECOR definió una solución ejecutada por DÍEZ Y COMPAÑÍA consistente en el desmontaje, apoyo en cimbras y demolición posterior del tablero cortado en dovelas con hilo de diamante de tamaño suficiente para su transporte por carretera a vertedero, así como la reconstrucción posterior con un tablero mimético para el reaprovechamiento de pilas y estribos. Los capiteles de pilas fueron reforzados por un nuevo encamisado de microhormigón fluido y armadura suficiente para evitar la fisuración.

Un proyecto singular de rehabilitación y aislamiento sísmico: el viaducto Yarumo Blanco en Cordillera Central. Colombia

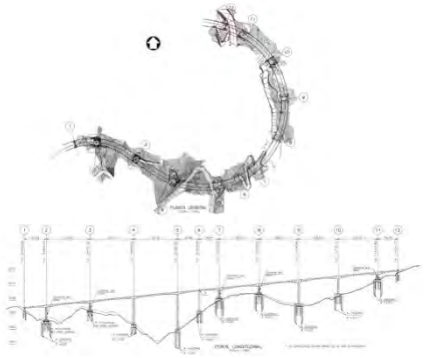


Figura 1. Vista inferior de una de las vigas afectada por la junta fría entre alma y losa inferior con distorsión de los cercos de cortante.



Figura 2. Demolición del tablero original con piezas cortadas con hilo de diamante.

Javier MUÑOZ-ROJAS FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Director
jmrojas@cfcsl.com

Silvia FUENTE GARCÍA
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Responsable Proyecto
jmrojas@cfcsl.com

Pedram MANOUCHEHRI
Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
pmanouchehri@cfcsl.com

Palabras clave: rehabilitación, dominio del tiempo, aislamiento sísmico, péndulos de fricción.

Resumen

El viaducto Yarumo Blanco (viaducto de la Herradura) forma parte del proyecto Cordillera Central en el corredor Bogotá-Buenaventura. El proyecto original planteaba un tablero de hormigón pretensado con una marcada curvatura en planta con sección cajón construido por avance en voladizos de 640 m de longitud y 11 vanos con luz tipo 75 m en dos tramos independientes de 300 y 330 m separados por una junta de dilatación intermedia y con inculación monolítica entre tablero y pilares que presentan marcadas diferencias de altura.

Debido a deficiencias en la construcción y otros eventos las obras se detuvieron en 2011 y se retomaron en 2019. con la obra parcialmente ejecutada. Después de varios intentos las obras se reanudaron definitivamente en 2019.

La revisión del proyecto de rehabilitación inicial así como los resultados de una campaña de reconocimiento geotécnico, de inspección y ensayo de muestras de materiales de las piezas construidas arrojaron conclusiones preocupantes:

- La inadecuada configuración sísmica del diseño original debido a las marcadas diferencias de rigidez entre pilas
- Una mala calidad de las partes construidas con muchas patologías y deficiencias estructurales.

Se concluyó en la necesidad de cambiar la configuración sísmica de la obra con una solución basada en el aislamiento sísmico cortando la base de los pilares cortos para intercalar aisladores pendulares de fricción entre ellos y los encepados existentes.

Las intervenciones se completaron con complicados trabajos de rehabilitación y refuerzo de la mayoría de las partes construidas, incluyendo el refuerzo de cimentaciones, reparación de patologías del hormigón y el empleo de pretensado exterior para el refuerzo del tablero ya construido.

Todas las acciones de remediación fueron validadas con análisis estructurales detallados y complejos que incluyeron análisis de tiempo-historia no lineal, interacción suelo-estructura, análisis de sensibilidad de las propiedades del material, etc.

Rehabilitación del puente arco de Ribera de Taganana (1934) en San Andrés, Tenerife



Figura 1. Estado inicial del puente.



Figura 2. Estado final del puente.

Pablo VILCHEZ MOTINO
Ingeniero Industrial
Freyssinet S.A.U.
Director Técnico
pablo_v@freyssinet-es.com

Antonio RESTA
Ingeniero Civil
Freyssinet S.A.U.
Ingeniero Departamento Técnico
antonio_r@freyssinet-es.com

Rubén ROMERO PALACIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U.
Jefe de Proyectos
ruben_r@freyssinet-es.com

José Pablo ROVIRALTA MARTIN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U.
Delegado de Zona
jproviralta@freyssinet-es.com

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras, Ribera, puente arco, reparación, refuerzo, corrosión, fisuración.

Resumen

El puente de Taganana se encuentra a la salida de la población de San Andrés, en la carretera San Andrés Taganana (TF-12) que lleva al área montañosa de Anaga.

Este puente representa el enlace indispensable entre dos de los tramos de esa carretera. La estructura responde a la colección de modelos oficiales de puentes arco de hormigón armado del Ministerio de Fomento, elaborada en el 1922 por el Ingeniero Ribera. La construcción del puente empezó en torno a 1934.

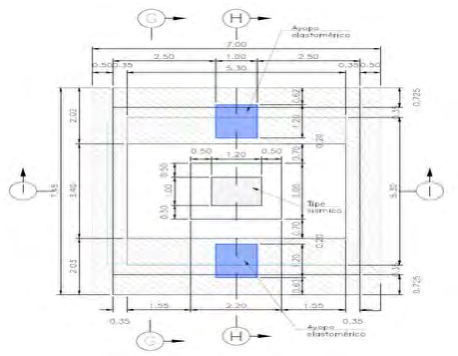
El puente tiene un único vano hiperestático constituido por dos arcos rebajados gemelos de hormigón armado de 32 m de luz (relación flecha/luz = 1/10). El ancho total del tablero es de 6,20 m. Cada arco soporta 10 montantes. Existen 2 juntas de dilatación en estribos ocultas bajo el asfalto. Los estribos están formados por muros portantes verticales de hormigón en masa.

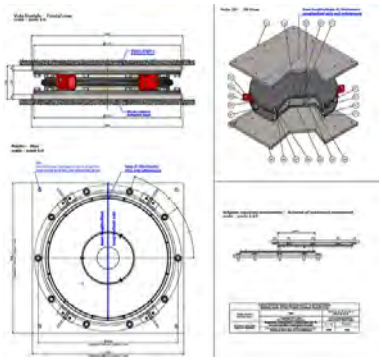
Durante las inspecciones de 2019 y 2021 se detectaron fisuras, incluso con desprendimiento de hormigón, delaminación y corrosión generalizada del armado (con pérdidas de sección de hasta un 50% en los arranques de los arcos).

Debido al estado global del puente y su importancia estratégica, para adecuarlo a la norma vigente los trabajos abarcaron el diseño y ejecución de la reparación y el refuerzo para una sobrecarga máxima equivalente a un carril 2 de la IAP-11. La limitación de carga acordada para el tablero fue de 25 ton, que garantizaba el paso de guaguas, cubas y otros vehículos pesados que hasta entonces no podían hacerlo.

Para satisfacer la necesidad planteada por la DO/AT de permitir la coexistencia independiente de los tráficos peatonal y de vehículos, y a la vez centrar la sobrecarga, se desarrolló una solución donde el ancho del tablero fue distribuido en dos aceras y un carril central reversible, separados por pretiles urbanos de división.

Reacondicionamiento puente 8 Colombia: sustitución de apoyos elastoméricos por apoyos pendulares





Pablo VILCHEZ MOTINO
Ingeniero Industrial
Freyssinet España S.A.U
Director Técnico
pablo_v@freyssinet-es.com

David CALDERÓN SANZ
Ingeniero Técnico Obras Públicas
Freyssinet España S.A.U
Ingeniero Departamento Técnico
david_c@freyssinet-es.com

Lisandro PÉREZ
Ingeniero Civil
Freyssinet Colombia S.A.S
Director General/ B.U. Colombia
lisandro.perez@freyssinet-tierraarmada.co

Palabras clave: tecnología de estructuras, durabilidad y mantenimiento de estructuras, retrofitting, equipamiento, apoyos elastoméricos, apoyos pendulares, recentrado, sismo.

Resumen

Durante la ejecución del tramo “Puente 8” de la autopista Pacífico 1, se detectó que los apoyos elastoméricos instalados no cumplían bajo los esfuerzos a compresión a los que estarían sometidos, por lo que se decidió rediseñarlos.

Temporalmente se optó por instalar una cama de arena sobre la cabeza de pilas alrededor de los apoyos actuales para redistribuir las cargas verticales que solicitaban éstos.

Para solventar las deficiencias encontradas en los dispositivos de apoyo sin modificar las solicitaciones de diseño de las pilas construidas, se planteó la sustitución de los neoprenos ya instalados por aisladores en los 4 ejes del puente. Además de las condiciones de carga, rigidez y desplazamiento de los nuevos aisladores, hubo que tener en cuenta las limitaciones de espacio en la pila, y el procedimiento a seguir para la sustitución. Con estos condicionantes, se optó por la disposición de apoyos pendulares.

Estos apoyos transmiten la carga vertical del tablero a las pilas, tienen rigidez lateral positiva frente al desplazamiento horizontal y capacidad de recentrado longitudinal del tablero en caso de sismo.

Antes del levantamiento se colocaron 4 calzas de hormigón en las esquinas de cada pila para asumir parte de la compresión que actuaría sobre los neoprenos en el momento en que se retirase completamente la cama de arena circundante, y así evitar su aplastamiento.

Se dispusieron 10 cilindros de 500 t por apoyo para el levantamiento en pilas, y 2 cilindros de 500 t por apoyo en estribos.

Los nuevos apoyos pendulares se fijan a pilas y tablero mediante resina, pues no es posible la ejecución de anclajes. Para comprobar su validez se realizó un ensayo a escala y en condiciones reales de obra con los materiales a emplear, verificando la idoneidad tanto del producto como del método, tiempo de puesta en obra y adherencia.

Sustitución de apoyos de las pilas P1, P3 Y P7 en el viaducto de Istmo L.A.V. Madrid Valencia



Figura 1. Tren circulando por el tablero soportado por los cilindros hidráulicos.

Pablo VILCHEZ MOTINO
Ingeniero Industrial
Freyssinet España S.A.U
Director Técnico
pablo_v@freyssinet-es.com

Abel MEDEL RAMÍREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U
Ingeniero Departamento Técnico
abel_m@freyssinet-es.com

Laura BENITO GUTIERREZ
Ingeniero Industrial y Civil
Freyssinet S.A.U
Jefa de obra
laura_b@freyssinet-es.com

Rafael ECHEVARRÍA GONZALEZ
DE ECHÁVARRI
Ingeniero Industrial
Freyssinet S.A.U
Delegado zona centro
rafael_e@freyssinet-es.com

Palabras clave: durabilidad y mantenimiento de estructuras, viaducto, apoyos mecánicos, llaves de cortante, sustitución, Alta Velocidad, mantenimiento.

Resumen

El viaducto del Istmo está situado en el P.K. 294+970 de la Línea de Alta Velocidad Madrid Valencia y cruza el embalse de Contreras en el término municipal de Villargordo del Cabriel en la Comunidad Valenciana (España).

Se trata de un viaducto de 830 m de longitud divido en 13 vanos. Presenta una curva en planta con un radio de 3.500 m. El tablero está formado por una viga cajón pretensada de 4,40 m de canto. Las pilas tienen una altura variable entre 21,40 m y 70,25 m.

En cada eje de apoyos se dispone de un apoyo libre y otro guiado. Su capacidad en servicio es de 26.000 kN para cargas verticales y de 2.600 kN para cargas horizontales en el caso del guiado. En las inspecciones realizadas se detectaron giros superiores a los de diseño en los apoyos de las pilas P1, P3 y P7, siendo necesaria su sustitución.

La maniobra se diseñó para mantener la línea en servicio, realizándose las tareas de elevación y descenso del tablero únicamente durante la franja horaria de mantenimiento.

Debido a la situación de las pilas P3 y P7, fue necesario utilizar una embarcación para el suministro de materiales y el acceso de personas, además de la instalación de medios especiales de elevación.

La secuencia de trabajo en cada pila fue:

- Instalación de dos llaves de cortante de 1800 kN de capacidad cada una ancladas con barras postesadas al tablero.
- Elevación del tablero con 16 cilindros hidráulicos de 400 t de capacidad controlados por el sistema de levantamiento sincronizado.
- Retirada de apoyos existentes y descenso del tablero sobre los cilindros para permitir el tráfico ferroviario.
- Instalación de apoyos esféricos libres y transferencia de carga de los cilindros a los nuevos apoyos.

La duración total de los trabajos fue de 4 meses.

Reparación y refuerzo de puente histórico (proyecto de 1961 por José Antonio Torroja, sistema Barredo) mediante pretensado exterior y fibra de carbono



Figura 1. Estado inicial del puente.



Figura 2. Estado final del puente.

David CALDERÓN SANZ
Ingeniero Técnico Obras Públicas
Freyssinet España S.A.U
Ingeniero Departamento Técnico
david_c@freyssinet-es.com

Pablo VILCHEZ MOTINO
Ingeniero Industrial
Freyssinet España S.A.U
Director Técnico
pablo_v@freyssinet-es.com

Rafael ECHEVARRÍA GONZALEZ
DE ECHÁVARRI
Ingeniero Industrial
Freyssinet S.A.U
Delegado zona centro
rafael_e@freyssinet-es.com

Juan Pablo DEMETRIO MORALEDA
Ingeniero Geólogo
Freyssinet España S.A.U
Jefe de obra
juanpablo_d@freyssinet-es.com

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras, historia de las estructuras y de la ingeniería estructural, pretensado, sistema Barredo, pretensado exterior, fibra carbono, Torroja, apoyos elastoméricos, durabilidad y mantenimiento de estructuras.

Resumen

Freyssinet España realizó en 2021 la reparación y refuerzo de las vigas pretensadas del viaducto sobre el río Fresnedoso, Cáceres. El viaducto tiene una longitud total entre estribos de 188,9 m, distribuida en 5 vanos isostáticos: 2 vanos extremos de 28,35 m y 3 vanos centrales de 37,4 m.

La estructura es del año 1961, y fue proyectada por D. José Antonio Torroja. Las vigas están pretensadas mediante el sistema patentado Barredo (basado en la patente Freyssinet de 1928) y fueron ejecutadas por dovelas, e instaladas con viga de lanzamiento (patente Barredo) sobre pilotes. Este sistema esta encuadrado dentro de los anclajes por cuñas, en los que no existe ningún contacto entre cuñas y él cono hembra exterior, pues se introducen entre las armaduras apoyándose sólo en ellas.

Previamente al inicio de las obras se llevó a cabo una inspección especial: se realizaron ventanas en las vigas para evaluar el estado de los torones de pretensado y su tensión actual mediante el método de la ballesta, además de una toma de datos geométricos y una serie de ensayos de caracterización de materiales con las que poder establecer las premisas del diseño del refuerzo.

Los trabajos de reparación y refuerzo de la estructura consistieron en:

- Reemplazo de apoyos existentes, previa instalación de ménsulas y pilastras metálicas.
- Refuerzo activo/pasivo de vigas mediante la instalación de pretensado exterior con monocordón 1R15 (en cuantía condicionada por la fck de 22 MPa medida sobre el hormigón de la viga y por el espesor de alma de 14 cm), junto con bandas de TFC tanto en vanos como en zonas de apoyo.
- Sustitución de pretiles..
- Restauración de las juntas de dilatación.
- Mejora del sistema de drenaje.

Para llevar a cabo todas estas operaciones fueron necesarios un total de 18 meses.

Estructura integral postesada para puenteo de bóvedas de fábrica



Figura 1. Vista inferior de bóveda deteriorada.



Figura 2. Ferrallado y disposición de postesado en la losa.

Claudia RODRÍGUEZ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyecto
claudiarodriguez@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Ignacio RUEDA SASTRE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Director Departamento de Estructuras
nachorueda@lraingenieria.es

Palabras clave: bóveda de fábrica, valor patrimonial, postesada, monocordones.

Resumen

El propósito de esta ponencia es ofrecer una solución efectiva para las bóvedas de mampostería, con un gran valor patrimonial, que presentan un nivel de deterioro que comprometa su integridad estructural.

Se plantea una solución integral compuesta por una losa postesada hormigonada in situ sobre la bóveda existente, con cimentación pilotada tras los hastiales. Esta nueva estructura sustituye la original, puenteándola, y evitando así que se encuentre sometida a un nivel de carga que comprometa su seguridad estructural.

El diseño de soluciones integrales nos permite reducir las relaciones canto/luz, al orden de 1/30, y aporta ventajas desde el punto de vista de la conservación y el mantenimiento, al carecer de juntas y apoyos en los estribos. Los análisis llevados a cabo nos permiten garantizar la idoneidad de dicha solución, postesando el conjunto completo tras la conexión de la losa a los pilotes, puesto que la fuerza de pretensado se transmite íntegramente a la losa y la reacción en cabeza de pilotes puede considerarse residual.

Para luces habituales del orden de los 10 m se emplean cantos de 35 cm, por lo que para el pretensado de la losa se recurre a un sistema de monocordones con anclaje plano, más propio de edificación que de obra civil.

Bajo la nueva losa se dispone un panel de porexpan, independizando la bóveda existente y la nueva estructura, de modo que las deformaciones producidas por el paso de las cargas de tráfico no actúen sobre la bóveda existente.

Esta solución puede compaginarse con el refuerzo de la bóveda original mediante la colocación de una malla estructural de fibra de vidrio para la redistribución de esfuerzos, junto con la reposición de piezas perdidas o disgregadas mediante piezas de ladrillo de características similares y geometría análoga a la existente.

Implantación de sistemas de contención en estructuras existentes. Problemáticas, soluciones y nuevos retos



Figura 1. Casuística habitual de cerramiento de protección antivandálico colocado detrás de pretil existente sin espacio para la deformación en caso de impacto.



Figura 2. Casuística habitual de camino rural que salva una línea ferroviaria en el que es preciso la implantación de un sistema de contención y cerramiento de protección antivandálico.

Mario MARTÍN AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyectos
mariomartin@lraingenieria.es

Ernesto GUEVARA SANTIAGO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos LRA Infrastructures Consulting
Ingeniero de estructuras
ernestoguevara@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. Caminos Canales y Puertos LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Héctor SÁNCHEZ MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyectos
hectorsanchez@lraingenieria.es

Palabras clave: sistema de contención, pretil, estructura existente, refuerzo NSM, transiciones.

Resumen

La implantación de sistemas de contención acordes a la nueva normativa en estructuras existentes no resulta trivial, siendo necesario un estudio detallado y una particularización de la solución a cada caso concreto. La casuística además es muy amplia, ya que influyen múltiples aspectos, como el nivel de contención, el tipo de pretil (material, tipo de anclaje...), la tipología de la estructura, la sección funcional o el obstáculo salvado.

Las soluciones de implantación por tanto son también muy diversas y abarcan desde la ejecución de nuevos zunchos a refuerzos estructurales del tablero (suplemento de barras corrugadas vía hidrodemolición o rozas, refuerzos NSM...) o recrecidos de la estructura o ejecución de ménsulas metálicas para la colocación de otros elementos (báculos, CPA...).

A partir de estas consideraciones la ponencia trata de desarrollar los nuevos retos que se pueden plantear en la implantación de nuevos sistemas de contención. Entre estos, se puede destacar el desarrollo de transiciones ensayadas entre el pretil y las barreras existentes que permitan, además de una conexión y una transición gradual de rigideces, un correcto funcionamiento del sistema de contención desde el extremo de la estructura.

Otro aspecto a tener en cuenta es la existencia en la propia estructura de elementos considerados obstáculos (báculos, pantallas antivandálicas o acústicas, etc.) y que pueden condicionar la implantación del pretil o requerir la necesidad de retranquear el elemento hacia el exterior mediante el empleo de recrecidos en la estructura o la ejecución de ménsulas, dado el limitado espacio existente en los tableros. Ante estas situaciones, se plantean por ejemplo soluciones que incluye la propia pantalla como parte del sistema de contención o la instalación de la iluminación en el propio pretil.

Por último, se puede llevar a cabo un desarrollo de técnicas de simulación de impactos que sirvan como complemento a los ensayos a escala real.

Reparación de puentes de fábrica. Conservación del patrimonio histórico



Figura 1. Vista del puente de fábrica situado en el municipio de Tudela.



Figura 2. Vista del puente de fábrica situado en el municipio de Soria.

Jorge Juan FERNÁNDEZ DÍAZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Ingeniero de estructuras
jorgejuanfernandez@lraingenieria.es

Mario MARTÍN AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyectos
mariomartin@lraingenieria.es

Noemí CORRAL MORALEDA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Directora de Departamento de Rehabilitación
noemicorral@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. Caminos Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Palabras clave: patrimonio, patologías, socavación, restitución.

Resumen

Los puentes de fábrica forman parte de nuestra red de infraestructuras desde la edad antigua. A lo largo de sus siglos de historia han sufrido múltiples tipos de vicisitudes, lo que ha provocado la ejecución de numerosas actuaciones. Asimismo, el incremento del tráfico rodado ha conllevado la ejecución de ampliaciones de plataforma que no siempre ha integrado dicha actuación en unas estructuras con un alto valor patrimonial para la sociedad. En otros casos, la ejecución de nuevas variantes y la pérdida de su uso principal ha producido una merma en el mantenimiento de estas estructuras históricas.

Entre los deterioros habituales en estas estructuras se encuentra la erosión de las piezas de fábrica o su rotura o pérdida. Estos deterioros, con una afección en origen a la durabilidad puede acabar produciendo una afección a la resistencia.

Para la reparación de este tipo de obras de paso, se debe aunar la solución técnica adecuada con un acabado estético acorde con el valor patrimonial de la misma. Siguiendo el ejemplo anterior, para la reposición de piezas se plantea la ejecución de piezas de nueva labra con una geometría y material análogo al existente.

Otro tipo de patología a tener en cuenta es la socavación de las cimentaciones provocado por el arrastre continuo de materiales en los cauces de ríos que cruzan habitualmente bajo estas estructuras. La identificación y solución de estos deterioros no resulta sencilla, ya que es necesario el empleo de inspecciones y trabajos subacuáticos con personal altamente especializado.

De cara a poner en valor la conservación de nuestro patrimonio histórico y, en concreto, el de los puentes de fábrica, esta ponencia desarrollará las actuaciones de reparación en este tipo de estructuras con tres ejemplos de puentes singulares de origen romano y medieval: el Puente de Tudela, el Puente de Piedra de Soria o el Puente romano de Alcazarén.

Patologías estructurales en tableros sección cajón de dovelas prefabricadas con pretensado no adherente



Figura 1. Proceso de montaje de dovelas.



Figura 2. Deterioros en zona de mamparos.

Ignacio RUEDA SASTRE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Director Departamento de Estructuras
nachorueda@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Mario MARTÍN AGUILERA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyecto
mariomartin@lraingenieria.es

Claudia RODRÍGUEZ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyecto
claudiarodriguez@lraingenieria.es

Palabras clave: tableros sección cajón de dovelas prefabricadas, pretensado no adherente, patologías estructurales, ataque químico.

Resumen

Esta tipología, ampliamente empleada en Francia, se desarrolló en España en la década de los 80 con alrededor de una decena estructuras construidas. El procedimiento se basa en la ejecución de vanos mediante viga de lanzamiento, colgando de ella las dovelas sección cajón prefabricadas en un parque próximo a la obra; una vez se encuentran todas dispuestas, se da continuidad con un pretensado exterior, dispuesto por el interior de la sección.

Depende de la ubicación de la estructura y su fecha de puesta en servicio, nos podemos encontrar diversas patologías. En zonas con climas fríos y lluviosos, la escasa impermeabilización ha provocado la entrada de agua cargada de sales de vialidad; esto afecta principalmente al hormigón de la tabla superior y los cables de pretensado. Estas patologías de origen durable cobran especial trascendencia en esta tipología, convirtiéndolas en un problema estructural de cierta gravedad.

El primero de los elementos sobre los que se centra la atención en esta tipología son los cables de pretensado exterior. La rotura de éstos por corrosión bajo tensión podría desencadenar el colapso completo del vano, aunque esta situación podría llegar a ser admisible bajo un cálculo accidental.

Los procesos de degradación del hormigón son más difíciles de detectar, y podrían resultar más críticos si analizamos el comportamiento estructural. Por el proceso constructivo, el peso de las dovelas de los mamparos está muy optimizado; pese a que el proyecto de estos tableros es impecable, el reducido espesor de los mamparos los hace muy sensibles a modificaciones en sus condiciones de contorno. Por lo tanto, un ataque químico al hormigón de la losa puede provocar el fallo del mamparo por solicitaciones, un elemento crítico en este tipo de estructuras.

Sustitución de pretensados verticales en viaducto de la A-67 sobre Canal de Castilla, Frómista (Palencia)



Figura 1. Pretensado vertical afectado.



Figura 2. Vista general de la actuación.

Ignacio RUEDA SASTRE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Director Departamento de Estructuras
nachorueda@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Claudia RODRÍGUEZ MUÑOZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyecto
claudiarodriguez@lraingenieria.es

Palabras clave: descompensación, anclajes, pretensado, sustituible, estribo, riostra.

Resumen

El cruce de la autopista A-67 sobre el Canal de Castilla, a la altura del termino municipal de Frómista (Palencia) se resuelve con dos estructuras independientes, una por calzada, de planta recta y 115 m de longitud. La fuerte descompensación de vanos, de longitudes 20-75-20 metros, genera reacciones de tiro en los estribos, incluso en situación permanente.

La reacción vertical de tiro en los estribos se recoge con una pareja de pretensados verticales por apoyo, situados a ambos lados de los dos neoprenos. Los pretensados están formados por unidades de 15 torones de 15,2 mm de diámetro; éstos atraviesan por completo los fustes, teniendo el anclaje pasivo en el extremo inferior, embebido en el encepado. La inspección y mantenimiento de estos sistemas resulta muy complicada, y la corrosión de los cables suele detectarse en un estado muy avanzado. En este caso, la corrosión bajo tensión, unida a las deformaciones impuestas producidas por el efecto de la temperatura en la sección mixta, provocaron la rotura de uno de los cables de pretensado; esto se detectó al observar una rotura de la junta de calzada por un desplazamiento vertical del tablero de varios centímetros, lo que obligó a desviar el tráfico y actuar por la vía de la emergencia.

Los nuevos pretensados verticales se han proyectado exteriores y sustituibles, lo que presenta grandes ventajas desde el punto de vista de la inspección y el mantenimiento. Para su ejecución fue necesaria la prolongación de la riostra de estribos del tablero y el refuerzo de la misma; en el estribo se ejecutó un recrecido del encepado, para albergar los anclajes inferiores.

Además de la sustitución de los pretensados se acometió una limpieza y repintado del interior del cajón, que presentaba notables signos de corrosión en algunas zonas.

Sustitución de tirantes de la pasarela de Marqués de Zafra (Calle 30, Madrid)



Figura 1. Vista general de la pasarela.



Figura 2. Detalle del tirante afectado.

Ignacio RUEDA SASTRE
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Director Departamento de Estructuras
nachorueda@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Héctor SÁNCHEZ MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyecto
hectorsanchez@lraingenieria.es

Palabras clave: pasarela peatonal, estructura atirantada, sustitución de tirantes, inspección.

Resumen

La pasarela de Marqués de Zafra es la única estructura atirantada de Calle 30, proyectada por Carlos Fernández Casado, y construida a mediados de los 70. Es una estructura singular en cuanto a su comportamiento, con un único punto fijo en un estribo, pilonos en forma de V invertida rotulados en su base y el tablero pasante a través de ellos, únicamente coaccionado en horizontal. El vano principal, de 86 m de luz, se sustenta con 4 parejas de tirantes, con sus correspondientes retenidas; la componente vertical de éstas es transmitida a los estribos por medio de 3 pretensados verticales.

En una inspección se observó una rotura en una de las vainas de polietileno de los tirantes; se procedió a realizar una reparación provisional de la protección e inspeccionar el resto de tirantes. Se observaron signos de corrosión, llegando a la rotura de algunos alambres, y circulación de agua por el interior de las vainas; los tirantes se encontraban al final de su vida útil y su tecnología estaba obsoleta, por lo que se proyectó su sustitución íntegra.

El principal condicionante era minimizar las afecciones al tráfico, por lo que recurrimos a un sistema “híbrido” para asegurar el tablero durante la sustitución, con torres de apeo en las secciones de pilonos y 2 parejas de tirantes provisionales en el vano principal. Puesto que no se trata de sistemas sustituibles, los estribos se recrecen para albergar a ambos lados un nuevo sistema de pretensados verticales; desde este recrecido arrancan los nuevos cables de retenida, pudiendo instalarlos manteniendo los originales, ejecutando unos nuevos anclajes en el pilono. El atirantamiento provisional del vano principal permite la retirada y sustitución de los tirantes por parejas, asegurando la resistencia del dintel; en el caso de los pilonos, esto se resuelve con las torres de apeo.

Ampliación de la N-260 Congosto de Ventamillo – Campo mediante voladizos parcialmente prefabricados



Figura 1. Tramo ampliado mediante voladizos ya terminado.



Figura 2. Instalación de placa prefabricada de voladizo.

Luis SOPEÑA CORVINOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, S.A.
Ingeniero Estructural
Dirección Técnica
lsopenac@dragados.com

Juan Jesús **ÁLVAREZ** ANDRÉS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, S.A.
Jefe Servicio Puentes y Estructuras Obra Civil
Dirección Técnica
jjalvareza@dragados.com

Conchita LUCAS SERRANO
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, S.A.
Jefa Dpto. Estructuras, Geotecnia, O. Marítimas
Dirección Técnica
clucass@dragados.com

Miguel ESTAÚN IBÁÑEZ
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
STRUCRES ENGINEERING
Director Técnico
mestaun@strucres.com

Fernando OSÁN SARASA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ALVIPRE
Director Técnico
fosan@offsitesr.com

Carlos GOÑI CHOCARRO
Ingeniero Industrial
ALVIPRE
Gerente
cgoni@alvipre.es

Jose María MOREJÓN LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS, S.A.
Jefe de Obra
jmmorejonl@dragados.com

Alberto ORTEGA GIMÉNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS S.A.
Jefe de Producción
aortegag@dragados.com

Palabras clave: ampliación de estructuras, placa prefabricada, tráfico, instalación, ciclo, voladizo.

Resumen

El proyecto "Acondicionamiento de la N-260 Tramo Congosto de Ventamillo – Campo", en la provincia de Huesca, tenía como objetivos básicos la adecuación del trazado a la Norma 3.1-IC "Trazado", el incremento y la homogeneización de la anchura de plataforma para dotarla de carriles de circulación adecuados (Vp = 60 km/h) que posibilitaran el cruce de vehículos pesados, y el incremento de la seguridad vial con la instalación de barreras, pretiles y arcenes, todo ello respetando el entorno natural del cauce del río. Dentro de este contexto, una de las principales actuaciones fue la instalación de unas losas prefabricadas permitiendo el ensanchamiento de la calzada en numerosos puntos, un total de 3 km en los 12 km de actuación del proyecto. Estas losas trabajan en voladizo en dirección perpendicular al eje de la carretera, pues se apoyan en la plataforma existente con un vuelo hacia el exterior.

Los principales condicionantes que debían cumplir dichas losas eran: materializar un ensanchamiento de entre 2,50 y 6,50 m de la calzada, hacia el lado del río Ésera; respeto del entorno natural del cauce del río; y sobre todo y más complicado, ejecución compatible con el mantenimiento del tráfico en la carretera existente, salvo en cortes parciales localizados.

Con dichos condicionantes, especialmente el del tráfico, se desarrolló un proyecto de placas prefabricadas con voladizos puros por fuera de la calzada existente, de forma que todos los trabajos se pudieron realizar desde la propia calzada. El canto de las losas es completo, para evitar fases intermedias de hormigonado y curado que impidieran el tráfico por encima de manera prolongada (salvo hormigonados in situ de juntas transversales y conexión con riostras). Las losas apoyan sobre dos riostras, delantera y trasera, con cimentación profunda mediante micropilotes.

Rehabilitación de estructuras de Madrid. Entorno exigente, tipologías variadas y actuaciones



Figura 1. Rehabilitación de la pasarela del parque de la Bombilla.



Figura 2. Puente de la CEA.

Héctor SÁNCHEZ MARTÍNEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Jefe de Proyecto
hectorsanchez@lraingenieria.es

Noemí CORRAL MORALEDA
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Directora de Departamento de Rehabilitación de Estructuras
noemicorral@lraingenieria.es

Tomás RIPA ALONSO
Doctor Ing. Caminos Canales y Puertos
LRA Infrastructures Consulting
Socio-Director
tomasripa@lraingenieria.es

Palabras clave: rehabilitación, estructuras, entorno urbano.

Resumen

La rehabilitación de una estructura urbana puede concebirse como un problema por parte de los usuarios, sin embargo, es una necesidad para prolongar su vida útil, es decir, su funcionalidad en el tiempo. Ello cobra importancia en las estructuras de una ciudad como Madrid por las elevadas intensidades de tráfico e importantes flujos peatonales que soportan, que garantizan la movilidad en la ciudad. Por nuestra experiencia en rehabilitación de estructuras del Ayuntamiento de Madrid y Calle 30, la planificación y naturaleza de las actuaciones no solo dependen de las patologías sino también de la afección que produzcan las obras al entorno.

Como influencia del entorno, destacan como ejemplos la sustitución del tablero del vano V-2 de la pasarela de Ramón y Cajal sobre la M-607 en 24 horas para minimizar la afección al tráfico peatonal, o la ejecución del chorreado de la pasarela de Fuentelarreina sobre la M-30 por el día para evitar afecciones acústicas nocturnas a edificaciones cercanas.

Aparte del entorno exigente, cabe destacar que las rehabilitaciones se han ejecutado en tipologías estructurales diversas como son las bóvedas de hormigón del puente y pasarela de CEA, la pasarela atirantada de Marqués de Zafra, pasarelas metálicas de Ramón y Cajal y parque de la Bombilla y los puentes de hormigón de la Lira y avenida del Mediterráneo sobre la M-30.

Tomando como base esta experiencia, se expondrán los condicionantes a tener en cuenta en la rehabilitación de estructuras urbanas, compartiendo además las lecciones aprendidas para contribuir a la mejora continua de la rehabilitación.

Depósito de la Florida (Portugalete). Refuerzo de estructura circular mediante postesado exterior

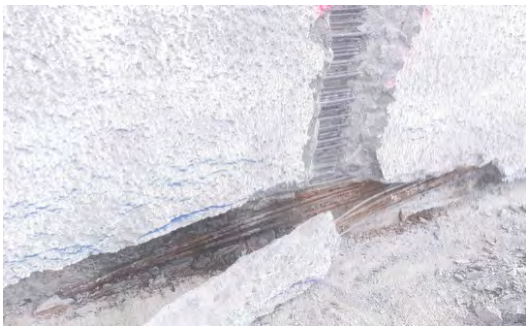


Figura 1. Daños en el pretensado existente Preload y cata para medición de alambres.



Figura 2. Vista del muro con los tendones de refuerzo instalados sobre el muro existente y la parte recrecida.

Sergio DEL OLMO LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U.
Ingeniero Departamento Técnico
sergio_o@freyssinet-es.com

Mikel ARRAIZA ARAMENDIA
Arquitecto Técnico
Freyssinet S.A.U.
Jefe de Obra
mikel_a@freyssinet-es.com

Pedro SANCHO GONZÁLEZ
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Freyssinet S.A.U.
Delegado de Zona
pedro_s@freyssinet-es.com

Sergio DEL OLMO LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U.
Ingeniero Departamento Técnico
sergio_o@freyssinet-es.com

Palabras clave: reparación, refuerzo estructural, depósito de agua, Preload, postesado exterior, inspección, extracción de testigos.

Resumen

El depósito de la Florida (Portugalete, Vizcaya) es una estructura de hormigón circular de 40 m de diámetro, 11,15 m de altura y 22 cm de espesor de muro. Fue construido en los años 70 con tecnología Preload, sistema que consiste en el enrollamiento sobre el muro (dotado de juntas verticales sin armadura pasante) de alambre de alta resistencia, tesado inicialmente a unos 900- 1000 MPa.

El depósito fue objeto de inspecciones donde se detectaron defectos de diferente importancia, como degradación del gunitado exterior, alambres desprendidos en avanzado estado de corrosión, filtraciones de agua desde el interior, etc. Asimismo, se realizaron catas para determinar la cuantía de alambres del Preload y poder compararla con la de planos y estructuras similares.

La cuantía determinada en catas resultó bastante inferior a la teórica que debería existir en base al cálculo habitual de esta tipología, que a su vez era también inferior a la que figuraba en planos. Además de una reparación convencional de los daños en el hormigón, el proyecto contemplaba el refuerzo de la estructura mediante tendones de pretensado exterior, con objeto de restituir su capacidad original, limitada actualmente al 60-65%.

La complejidad del diseño de este refuerzo consistía en determinar la cuantía del nuevo pretensado para que, sumada a la del pretensado existente Preload (considerando la gran incertidumbre acerca de su cuantía real) no produjera compresiones excesivas en el hormigón cuando el depósito estaba vacío, y que, en ausencia de dicho Preload (suponiendo contribución nula por su posible degradación total) garantizara que por sí sola era capaz de asumir los esfuerzos derivados del empuje del agua en ELU y ELS cuando estaba lleno.

Todo ello derivó en la ejecución de un recrecido del muro en su tramo inferior, combinado con la instalación de los tendones 1X15 de pretensado exterior de refuerzo.

Fallo por rasante en juntas frías en vigas prefabricadas. La necesidad de sustituir varios tableros de la A-4 en las proximidades de Córdoba



Figura 1. Detalle del deslizamiento ocurrido en una junta fría del alma de una de las vi gas de uno de los tableros.



Figura 2. Detalle de la junta fría, durante los trabajos de demolición de uno de los tableros.

Víctor BUSTAMANTE FERNÁNDEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Departamento de Puentes
vbustamante@intemac.es

Eduardo DÍAZ-PAVÓN CUARESMA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director del Área de Evaluación y Patología
ediazpavon@intemac.es

Ramón ÁLVAREZ CABAL
Dr. Ingeniero Industrial
INTEMAC
Jefe del Área de Estructuras
ralvarez@intemac.es

Raúl Rubén RODRÍGUEZ ESCRIBANO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC
Director de la División de Estudios
rrodriguez@intemac.es

Palabras clave: fallo, rasante, prefabricados, ingeniería forense.

Resumen

En la presente comunicación se reflexiona sobre la calidad de ejecución y la capacidad resistente de algunas vigas prefabricadas de grandes dimensiones y hormigones de elevadas resistencias (principalmente de puentes, pero también de edificación) en las que, en contra de los previsto, se produjeron juntas frías y una importante segregación del hormigón en el alma de dichas vigas durante su fabricación, que derivaron en un fallo a rasante por deslizamiento en dichas juntas.

La exposición se centrará en el caso de tres estructuras de la A-4 en las proximidades de Córdoba, en las que dichos defectos de ejecución se presentaban de forma generalizada en todas las vigas, apreciándose evidencias de un anómalo comportamiento estructural en muchas de ellas. La inspección especial realizada concluyó la necesidad de sustituir los tableros, al tiempo que el estudio forense realizado durante la propia demolición permitió una mayor caracterización de dichos defectos.

Los resultados de dichas investigaciones pueden guiar el planteamiento de análisis e intervención en otras estructuras con defectos análogos.

Auscultación y sustitución de tendones de pretensado del viaducto de Río Blanco en la línea de AV Madrid-Barcelona

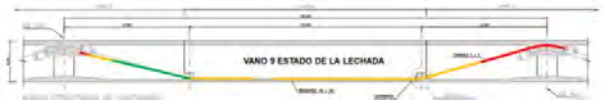


Figura 1. Vano 9 estado de la lechada.



Figura 2. Sistema de izado de piezas.

Carlos POLIMÓN OLABARRIETA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Retineo Ingeniería
Director de Ingeniería
cpolimon@retineo.es

Jaime PERIBÁÑEZ SEBASTIÁN
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Retineo Ingeniería
Director de Obras
jperibanez@retineo.es

Pablo BELLIDO MONTESINOS
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Retineo Ingeniería
Jefe de Obra
pbellido@retineo.es

Antonio BURGOS MARTÍN
Ingeniero de Obras Públicas
Retineo Ingeniería
Jefe de Proyectos
aburgos@retineo.es

Palabras clave: pretensado exterior, rotura, sustitución, auscultación.

Resumen

El viaducto de Río Blanco es un puente de la línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona que pertenece a la tipología de cajón cerrado con almas verticales de hormigón postesado de 558 m de longitud total que se ejecutó por empuje del tablero. El pretensado, por lo tanto, se componía de una familia de empuje y otra que completaba de servicio que, en este caso, se realizó mediante pretensado exterior por el interior del cajón.

En agosto de 2021 se localizó en una Inspección Básica de ADIF la rotura de uno de los tendones de pretensado exterior y se procedió a su sustitución por una tecnología moderna en la que se garantizara mejor la durabilidad del tendón a futuro.

Tras la auscultación de todos los tendones se procedió a la sustitución en todo el viaducto de dos familias completas de pretensado exterior para garantizar el servicio de la estructura ante las patologías que presentaban todos ellos. La obra, en el interior del viaducto necesitó de medios auxiliares complejos que permitieran: el corte y reemplazo de las dos familias de tendones, trabajar con cargas pesadas dentro del tablero para todos los movimientos, el recrecido hacia el interior de 1 m del diafragma del estribo fijo y el nuevo anclaje de los dos tendones accesible y reemplazable. Una obra compleja con importantes aprendizajes a futuro.

Rehabilitación integral del viaducto de San Martín en Ortigosa de Cameros (La Rioja)



Figura 1. Vista representativa del deterioro previo a la obra.



Figura 2. Vista del puente una vez rehabilitado.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

José Miguel MATEO VALERIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Gobierno de La Rioja
Director de Proyecto y Obra
jmmateovc@gmail.com

Javier MARTÍNEZ APARICIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de Proyectos, Madrid
jmartinez@arenasing.com

Eduardo ROJO VÉLEZ
Máster en Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Control y Supervisión de Obra
erojo@arenasing.com

Palabras clave: rehabilitación, patrimonio, arco, hormigón, corrosión, vida útil, durabilidad.

Resumen

El viaducto de San Martín en Ortigosa de Cameros, construido en 1924, es un ejemplar notable de puente arco de hormigón armado. Con sus 60 m, se trata del puente de hormigón armado por edad de mayor luz de España, ya que, aunque ha existido uno con más luz, el de San Román de Candamo en Asturias, no ha sobrevivido hasta hoy, por lo que constituye un referente tecnológico de una época donde el sistema de patentes que se había instaurado desde finales del s.XIX dejaba paso a una utilización del hormigón armado sobre bases analíticas.

Antes de su rehabilitación fue declarado Bien de Interés Cultural con consideración de Monumento en 2020, apelando tanto a su significado tecnológico y constructivo como a su valor paisajístico. En ese momento mostraba un visible deterioro, con acusadas pérdidas de armadura y sección por la corrosión, desvirtuado y sobrecargado por actuaciones de repavimentación, lo que había obligado a una restricción total del tránsito de vehículos.

A partir de 2022 ha sido sometido a un proceso de rehabilitación integral para salvar este bien patrimonial que se encontraba en una fase de vida útil residual.

Los puntos de actuación principales han sido: reforzar la estructura para alcanzar una capacidad portante suficiente, restituir la geometría del hormigón, recuperar la rasante de pavimento primitiva, preservar las armaduras ante la corrosión, mejorar el drenaje y, por último, mejorar su funcionalidad. Para ello se ha seguido un criterio general de mínima actuación, en línea con la normativa de restauración internacional y la legislación española, preservando su sustancia histórica.

En 2024 esta estructura singular cumple su primer centenario en un estado estructural que ha permitido otra vez su apertura al tráfico de vehículos gracias a la prolongación de su vida útil, lo que aseguraría su pervivencia hasta una nueva actuación planificada.

Consolidación y restauración con anastilosis del arco de piedra del puente Mantible de Logroño (La Rioja)



Figura 1. Vista del arco colapsado en 2021.



Figura 2. Vista del arco una vez restaurado en 2023.

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Javier MARTÍNEZ APARICIO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Coordinador de proyectos
jmartinez@arenasing.com

Eduardo ROJO VÉLEZ
Máster en Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño SLP
Control y Supervisión de Obra
erojo@arenasing.com

Palabras clave: arco, piedra, consolidación, patrimonio, anastilosis, restauración.

Resumen

El Bien de Interés Cultural Puente Mantible corresponde a los restos de una construcción histórica de origen incierto, que inicialmente se suponía romano. En su estado actual sólo se conservan dos arcos de piedra, uno de ellos en Álava y el otro, situado en la margen derecha del río Ebro, ubicado dentro del municipio de Logroño. Es la parte logroñesa la que es objeto de este proyecto de consolidación y rehabilitación que incluye una anastilosis del arco derrumbado

En su restauración se han seguido criterios que priorizan la intervención mínima, la consolidación y estabilización, la no eliminación de elementos, la descripción y documentación, la preservación del aspecto primitivo y la reversibilidad de la intervención. Para ello se han utilizado principalmente técnicas de cantería y albañilería tradicionales.

No obstante, la misión fundamental ha sido la anastilosis, entendida como el reensamblaje de los miembros existentes pero dispersos de un monumento, dentro de un marco de preservación y presentación de monumentos antiguos.

La construcción de una bóveda estable de esta luz es generalmente simple siempre que cumpla con ciertas condiciones geométricas mínimas. Sin embargo, la bóveda de esta estructura estaba lejos de ser un arco de medio punto perfecto. La pila había rotado alrededor de varios ejes, y había sufrido un deslizamiento hacia el río. Esto provocó que uno de los arranques de la bóveda se desplazara hasta un punto que probablemente ocasionó su colapso en 2021. La reconstrucción se ha ejecutado, por tanto, sin modificar la geometría de la pila, la cual ha debido ver reestablecida su capacidad estructural sin alterar su geometría histórica.

Todos los esfuerzos han estado dirigidos a mantener el aspecto de ruina una vez finalizada la obra, con la esperanza de prolongar su durabilidad por tiempo indefinido.

Ampliación de tableros de mediante elementos prefabricados y adecuación de sistemas de contención en puentes de fábrica



Figura 1. Vista superior de ampliación de acera en voladizo con prelosa provista de tendones de postesado.



Figura 2. Prelosas con zona central prefabricada para agilizar la reapertura del tráfico.

Sergio DEL OLMO LÓPEZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U.
Ingeniero Departamento Técnico
sergio_o@freyssinet-es.com

Enrique GARCÍA PÉREZ
Ingeniero de Obras Públicas
Freyssinet S.A.U.
Jefe de Obra
enrique_g@freyssinet-es.com

Christian POTTIEZ PUYANÉ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Freyssinet S.A.U.
Delegado de Zona
christian_p@freyssinet-es.com

Pablo VILCHEZ MOTINO
Ingeniero Industrial
Freyssinet S.A.U.
Director Técnico
pablo_v@freyssinet-es.com

Palabras clave: ampliación de estructuras, reparación, refuerzo, puente de fábrica, arco, prelosa, prefabricado, pretil.

Resumen

En nuestra red de carreteras existen muchos puentes de fábrica que son objeto de intervención en dos aspectos principales: ampliación de calzada para dar cabida al tráfico actual con las mismas condiciones de seguridad y comodidad que en vías de nueva construcción, y adecuación de las barreras existentes a los criterios actuales que deben cumplir los sistemas de contención de tráfico.

El empleo de elementos prefabricados para materializar las ampliaciones de calzada es una solución que tiene ventajas como tener que actuar únicamente desde la parte superior de la estructura, ejecutando voladizos sin necesidad de disponer encofrados, con piezas relativamente ligeras, lo cual implica operaciones más seguras y rápidas de ejecutar.

En muchas ocasiones se trata de estructuras situadas en pequeñas localidades con una red viaria muy reducida, donde el corte temporal de una carretera ocasiona importantes trastornos, por lo que el plazo de ejecución es un factor clave. En estos casos la prefabricación también ayuda a solucionar este problema, por ejemplo mediante el empleo de prelosas con la parte central previamente hormigonada, lo cual permite reabrir el tráfico con limitaciones a la vez que se trabaja en los voladizos.

El empleo de prelosas de celosía también permite incorporar a la parte ampliada del tablero elementos como tendones de pretensado, de manera que pueden alcanzarse vuelos importantes con cantos de losa reducidos, lo cual es de agradecer para no someter a la estructura existente a incrementos de carga excesivos debidos a la ampliación del tablero.

Finalmente, la incorporación al tablero de sistemas de contención modernos abarca toda una casuística en función de si existe ampliación o no, tanto por el sistema de anclaje del propio pretil como por los refuerzos a incorporar al tablero para hacer frente a los esfuerzos provenientes del impacto de vehículos contra la contención.

Rehabilitación de depósito de fangos. Papelera Guipuzcoana de Zikuñaga S.A., Hernani (Guipúzcoa)



Figura 1. Cara inferior de viga V1-100 con afectación de armadura pasiva y activa.



Figura 2. Adición de nueva armadura.

Pablo VILCHEZ MOTINO
Ingeniero Industrial
Freyssinet S.A.U.
Director Técnico
pablo_v@freyssinet-es.com

Ángel ROZAS GÓMEZ
Ingeniero Industrial
Freyssinet España S.A.U
Ingeniero Departamento Técnico
angel_r@freyssinet-es.com

Txomin ECHEVESTE
Ingeniero Civil
Freyssinet España S.A.U
Jefe de obra
txomin_e@freyssinet-es.com

Pedro SANCHO GONZÁLEZ
Ingeniero Técnico Obras Públicas
Freyssinet España S.A.U
Delegado zona norte
pedro_s@freyssinet-es.com

Palabras clave: reparación y refuerzo de estructuras, corrosión biogénica (MIC), nanocristalización catalizada (nanosilicatos de sodio), durabilidad y mantenimiento de estructuras.

Resumen

Freyssinet España realizó en 2022 la rehabilitación, tanto de las vigas pretensadas y losa alveolar correspondientes al forjado de cubierta, como de los muros interiores del depósito de fangos ejecutado como parte de la ampliación del reactor biológico (2012) de la Papelera Zikuñaga.

El depósito tiene unas dimensiones de 10x11,15x11,35 m.

El forjado de cierre del vaso del digestor de fangos se resuelve con una estructura prefabricada de hormigón pretensado realizada con vigas doble T VI5060 (ARRIKO S.A.) dispuestas en la dirección de la luz más corta, sobre las que apoya un forjado de losa alveolar de 0,30 m de canto con placa AE220.

Las zonas no habitualmente sumergidas del depósito de fangos presentan un estado general de daños severos, compatibles con procesos de degradación debidos a corrosión biogénica (MIC)[1].

Dichos daños se remiten fundamentalmente a:

- Muros (últimos 2,5 m), con pérdida de recubrimiento y afectación al acero de refuerzo.
- Vigas pretensadas con pérdida de sección, que llega a alcanzar los 7 cm en ala inferior y 5 cm en alma y ala superior, con grave afectación a armadura de cortante y armadura activa inferior, con seccionamiento completo en algunos casos.
- Placas alveolares con degradación uniforme en cara inferior, que en casos críticos deja a vista alveolos y afecta a armadura activa.

Más allá de la rehabilitación de los elementos estructurales, que se resolvió con refuerzo pasivo, probablemente la actuación más importante de esta obra fue la correcta evaluación de patologías y caracterización precisa tanto de los materiales como de los daños que, junto con la definición de objetivos, fundamentalmente de durabilidad, por parte del cliente, permitió un adecuado diseño de la rehabilitación.

Para incrementar la durabilidad se utilizaron nanosilicatos de sodio, y para controlar la velocidad de degradación se instalaron testigos de sacrificio extraíbles.

1.- Corrosión inducida por microorganismos. Proceso que se produce cuando un determinado grupo de bacterias prosperan en un ambiente ácido que les es propicio, produciendo ácido sulfhídrico (H2S) en forma de gas, que se transforma en ácido sulfúrico (H2SO4) que ataca y degrada a materiales tales como el hormigón y el acero.

Experiencias en el desarrollo de procedimientos de reparación de estructuras marítimas de hormigón



Figura 1. Acceso por cuerdas para fijación de equipos robotizados de hidrodemolición.



Figura 2. Vista de un robot de hidrodemolición sobre orugas de tipo autopropulsado.

José Antonio GUERRERO GARCÍA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Azul Construcción Repair S.A.
Director Técnico
jguerrero@azulconstruccion.com

José Carlos ROLDÁN SANROMÁN
Arquitecto Técnico
Azul Construcción Repair S.A.
Oficina Técnica
jcroldan@azulconstruccion.com

Alfredo GARCÍA MORENO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Azul Construcción Repair S.A.
Oficina Técnica
agarcia@azulconstruccion.com

Juan Carlos BARRIAL CAZORLA
Azul Construcción Repair S.A.
Oficina Técnica
jcbarrial@azulconstruccion.com

Palabras clave: durabilidad, hidrodemolición, mortero de reparación, reparación estructural.

Resumen

El entorno portuario impone sobre las iniciativas de conservación de sus estructuras de hormigón condicionantes particulares derivados de la influencia de la carrera de mareas, y del tipo y la intensidad del ataque a que estas estructuras están sometidas, además de los condicionantes derivados del natural tráfico marítimo y portuario. De ahí que cuando se trata de intervenir sobre estas estructuras con fines de reparación y refuerzo la simple traslación de procedimientos estandarizados para otro tipo de estructuras a menudo trae como consecuencia resultados ineficaces e inconsistentes.

La diversa casuística del medio marítimo en lo que se refiere a elementos estructurales a reparar con sus condicionantes asociados, hace que en este entorno de trabajo la versatilidad y experiencia de la empresa reparadora acabe aportando un especial valor añadido a la actividad constructiva.

Otro aspecto reseñable de este tipo de infraestructuras es la diversidad en términos de agentes económicos que ostentan en el mercado la potestad mantenedora sobre las estructuras, oscilando entre entidades públicas de diversa jerarquía e índole, hasta entidades privadas; y desde regímenes de estricta titularidad de las estructuras, hasta la explotación de ellas a través de determinados ciclos concesionales. Estos últimos factores de tipo económico introducen además consideraciones que apuntan hacia demandas particularmente específicas de vida útil residual estimada, intervalos temporales estrictos de paradas de mantenimiento, y también los más rigurosos criterios de economía de medios, planificación temporal y eficiencia constructiva.

Desde la perspectiva de la empresa reparadora la única alternativa eficaz para la superación de este contexto particularmente exigente de la intervención en obra marítima es el desarrollo de un porfolio propio de soluciones técnicas y procedimientos de trabajo adaptados y contrastados, puestos a disposición de los objetivos empresariales de los agentes del sector.

El artículo tiene por objeto servir de breve inventario ilustrado de algunas soluciones.


HA
HORMIGÓN
y ACERO