

HA

HORMIGÓN y ACERO

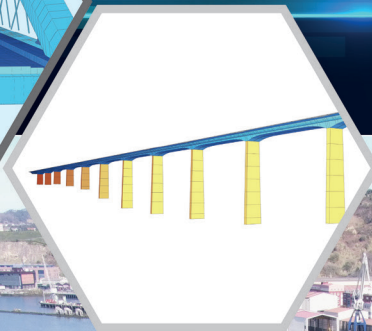
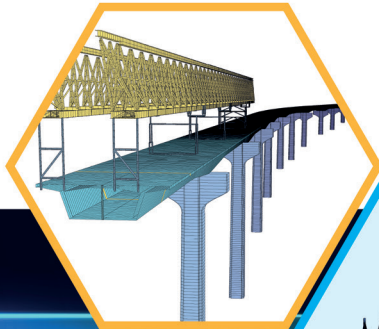
REVISTA DE **ACHE** ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Septiembre - Diciembre 2022 | Volumen 73 - Número 298

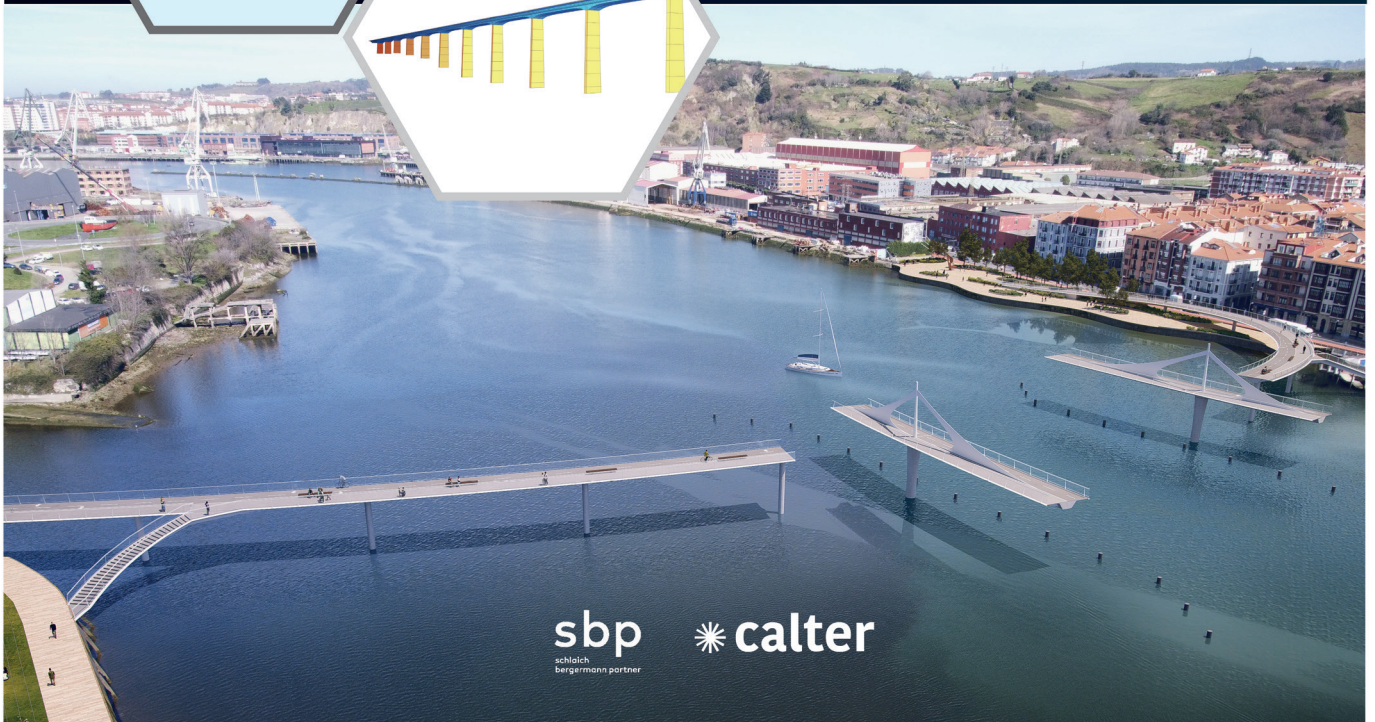




SOFISTIK



DISEÑO DE PUENTES



sbp
schlach
bergmann partner

* calter

* **calter**
ingeniería de estructuras

www.sofistik.es
sofistik@calter.es



FOTO DE PORTADA: El nuevo puente Samuel De Champlain.

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

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

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (ACHE, Madrid)

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

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

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

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

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

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

Dorys C. González Cabrera (Escuela Politécnica Superior – UBU, Burgos)*

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

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GRUPO TYPSA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

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

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

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid)

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

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

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

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

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

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

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

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

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

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

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

Enrique González Valle (Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (Madrid)

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

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

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

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

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

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

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

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (Madrid)

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

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

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

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

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

Todos los contenidos se publican como artículos de acceso abierto, bajo la licencia *Creative Commons Reconocimiento-No Comercial-Sin Obra Derivada* (CC BY-NC-ND 3.0). No se admite el uso de los artículos con fines comerciales. Si permite copiar, distribuir e incluir el artículo en un trabajo colectivo (por ejemplo, una antología), siempre y cuando no exista finalidad comercial, no se altere ni se modifique el artículo y se cite apropiadamente el trabajo original.

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

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

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

Suscripciones y atención al cliente



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

Impresa en España por Gráficas Muriel

Diseño gráfico y maquetación: mgrafico.com

Depósito legal: M-853-1958

The New Samuel De Champlain Bridge <i>El nuevo puente Samuel De Champlain</i> Marwan Nader.....	5
Development of Eurocode 3 and Research Contributions <i>Desarrollo del Eurocódigo 3 y contribuciones a la investigación</i> Ulrike Kuhlmann, Christina Schmidt-Rasche, Jennifer Spiegler, Fabian Jörg, Vahid Pourostad, Mathias Euler.....	13
Ampliación del Puente de Rande. Proceso de montaje del nuevo tablero <i>Rande Bridge Expansion. Erection Process of the New Deck</i> Héctor Bernardo Gutiérrez, Juan José Consuegra Pérez, Felipe Tarquis Alfonso, Conchita Lucas Serrano, Fátima Otero Vieitez.....	25
Proyecto del puente extradadosado sobre el río Barrow <i>Design of the Extradosed Bridge over River Barrow</i> Miguel Ángel Astiz Suárez, Lucía Blanco Martín, Marcos Sánchez Sánchez, Guillermo Ayuso Calle, Miguel Ángel Gil Ginés, Raúl González Aguilar.....	35
Puente extradadosado sobre el río Barrow. Diseño y análisis estructural del proceso constructivo, control geométrico y asistencia técnica durante la construcción <i>Extradosed Bridge Over the River Barrow. Design and Analysis of the Construction Process, Erection Engineering and Design Support During Construction</i> Miguel Ángel Astiz Suárez, Marcos Sánchez Sánchez, Lucía Blanco Martín, Guillermo Ayuso Calle, Cian Long, Alfonso Ramírez Marchena.....	43
Nueva metodología para la delimitación de las zonas a reparar de un hormigón armado afectado por corrosión <i>New Methodology for the Delimitation of Areas to be Repaired of a Concrete Affected by Corrosion</i> Servando Chinchón Payá, Javier Sánchez Montero, Luis M ^a Ortega Basagoiti, Jesús García Mateos, Nuria Rebolledo Ramos, Julio Emilio Torres Martín, Jaime Peribáñez Sebastián.....	51
Metodología para la simulación de las sollicitaciones hidráulicas tridimensionales sobre diques verticales a lo largo de su ciclo de vida <i>A New Methodology to Simulate Three-Dimensional Hydraulic Loads on a Vertical Breakwater Along its Life Cycle</i> Antonio Tomás Sampredo, María Fuentes Álvarez de Eulate, Gabriel Barajas Ojeda, María Maza Fernández, Javier López Lara, Nuria Cotallo Angulo, Íñigo Losada Rodríguez, Francisco Esteban Lefler.....	59
Caraterización experimental de anclajes post instalados de gran capacidad en situaciones sísmicas <i>Experimental Characterization of Post-Installed Anchors of High Capacity in Seismic Situations</i> Emilio José Rey Bouzón, Manuel F. Herrador, Sindy Seara Paz, Senén Paz Abuín, Roi Meizoso Loureiro, Juan Meizoso Rodríguez.....	67
La Catedral de la Laguna: una obra pionera en el uso del hormigón armado en España, 1904-1913 <i>La Laguna Cathedral: a Pioneer Work in the Use of Reinforced Concrete in Spain, 1904-1913</i> Hugo A. Ventura Rodríguez, Vicente Mirallave Izquierdo, Nelson Flores Medina.....	75
Design, Construction and Capabilities of the Large Universal Shell Element Tester <i>Diseño, construcción y capacidades del Large Universal Shell Element Tester</i> Walter Kaufmann, Alexander Beck, Demis Karagiannis, Dominik Werne.....	83

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

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



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



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



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



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

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

C/ Orense, 10
28020 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



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



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



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

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

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



The New Samuel De Champlain Bridge

El nuevo puente Samuel De Champlain

Marwan Nader

PhD, Eng, PE 1, Senior Vice President and Technical Director of Bridge Line of Business, T.Y. Lin International

Recibido el 6 de febrero de 2020; aceptado el 25 de octubre de 2022

ABSTRACT

The new Samuel De Champlain Bridge Project (the "Project") is one of the largest crossings in North America. The signature span is an asymmetrical cable-stayed bridge featuring a 240 m main span over the St. Lawrence Seaway. The Project was subjected to a fast-tracked schedule of only 48 months from design to opening. The design-build team made innovative use of precast concrete, modular segments, and erection sequencing to meet the Project timeline, while overcoming the site-specific hazards and severe winters unique to Montréal.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Cable-stayed bridge, accelerated construction, fast-track, pier caps, erection.

RESUMEN

El nuevo puente Samuel De Champlain (el "Proyecto") es uno de los mayores cruces de Norteamérica. El vano principal es un puente atirantado asimétrico con un vano principal de 240 m sobre la vía marítima del San Lorenzo. El proyecto fue sometido a una estricta agenda de 48 meses desde el diseño hasta la inauguración. El equipo de diseño y construcción hizo un uso innovador del hormigón prefabricado, los segmentos modulares y la secuenciación del montaje para cumplir los plazos del proyecto, superando al mismo tiempo los riesgos específicos del emplazamiento y los duros inviernos propios de Montreal.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, construcción acelerada, vía rápida, capiteles de pilares, montaje.

I. INTRODUCTION

Spanning the St. Lawrence River between Île des Soeurs (suburb of Montréal) and Brossard on the Southshore in Quebec, the new Samuel De Champlain Bridge replacement is a part of a larger new Samuel De Champlain Bridge Corridor Project. The focus of this paper is on the CSB as shown in [figure 1](#). The overall work scope of the 3.4 km new Samuel De Champlain Bridge also includes the West Approach and East Approach structures.

The Project features up to four highway lanes in each direction, a central transit corridor for mass public transport

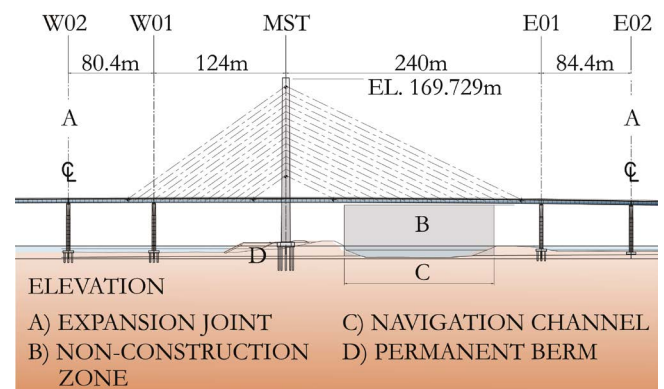
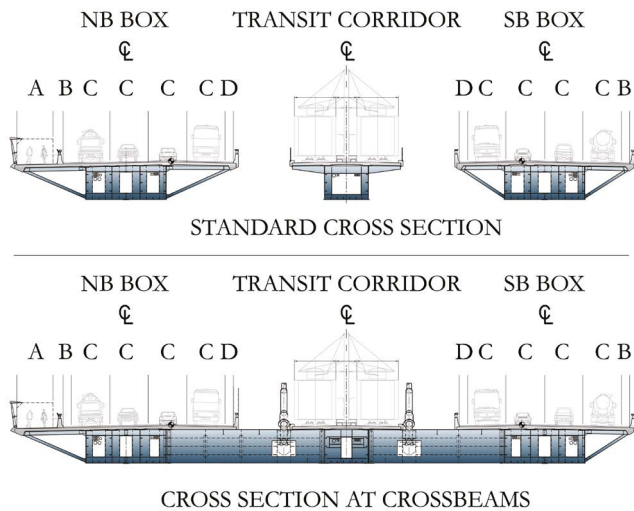


Figure 1. The cable-stayed bridge.

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: marwan.nader@tylin.com (Marwan Nader).

with a provision for future light rail transit and a multi-use path for cyclists and pedestrians (figure 2).



- A) MULTIPLE-USE PATH
- B) EXTERIOR SHOULDER
- C) LANE
- D) INTERIOR SHOULDER

Figure 2. Standard cross section (top) and cross section at cross beams (bottom).

The CSB (main span of 240 m) is a signature element in which the architectural features were defined in detail in definition drawings that are part of the Project Agreement (PA). The 170-m-high concrete single-pylon is composed of a tuning fork configuration of twin masts. Inclined lower tower legs echo the inclined approach pier legs. The pier caps throughout the approaches form “W” shapes, defining the unique aesthetics of the bridge.

The design and construction considered the severe winter climate of the region and the navigational requirements of the St. Lawrence Seaway Management Corporation (SLS-MC).

2. MAIN SPAN TOWER (MST)

The Main Span Tower (MST) is the primary support of the CSB and the most striking architectural feature. The tower consists of two shafts built of precast and cast-in-place (CIP) concrete segments on a CIP footing with piles. The choice of precast segments considered the season in which the concrete would be cast and erected. The tower shafts are hollow to provide passageways for elevators, ladders and utilities, and are connected by a lower cross beam (LCB) and an upper cross beam resembling a bow tie. The LCB is framed into the superstructure and the “bow tie” is above the clearance envelope of the transit corridor (figure 3).

The lower portions of the shafts up to the bow tie are sloped at 1:7 from the vertical, while the upper portions are vertical and free-standing. This upper vertical portion, standing on the rigid A-frame of the lower shafts and cross beams, supports the stay-cable anchorages. The architectural requirements of the shape of the shaft and the eccentric place-

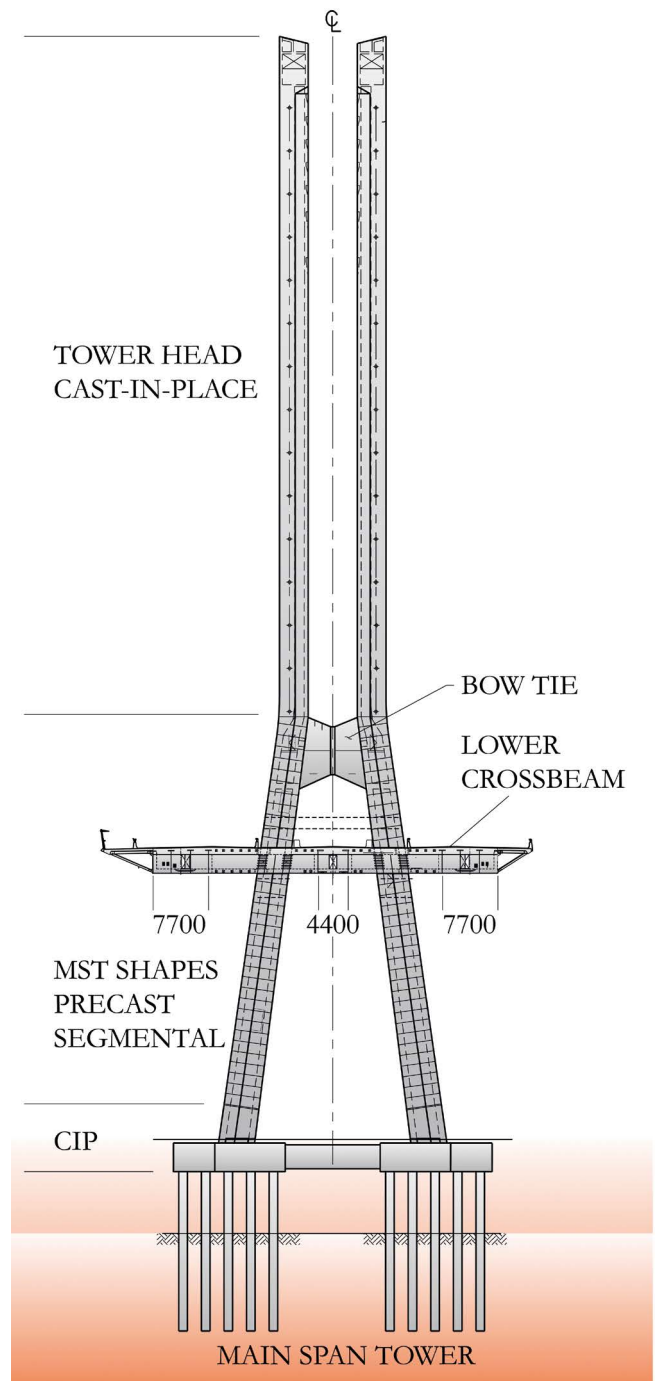


Figure 3. Main span tower features.

ment of the stays in the shaft section result in an eccentric downward component of the stay force onto the shaft. This produces a permanent moment in the shaft about the bridge longitudinal axis, requiring an initial transverse camber, bowing the shafts inward, to offset the permanent outward dead load deflections.

In addition to forming the backbone of the lower A-frame of the MST, the LCB supports about 60 m of the back span and main span superstructures and resists any twisting due to differential loads in the back and main spans. Structurally, it is one of the most rigid components of the entire CSB.

Functionally, the LCB serves as a major cross-passage between the three longitudinal girders; as a center for the coor-

dination and distribution of utility lines in the superstructure and MST; as the chief elevator service landing; and as a base station for the under-bridge maintenance gantry.

The foundation of the CSB MST consists of 21 1.2 m diameter concrete drilled shafts supporting a CIP pile cap. The pile layout is shown in figure 4.

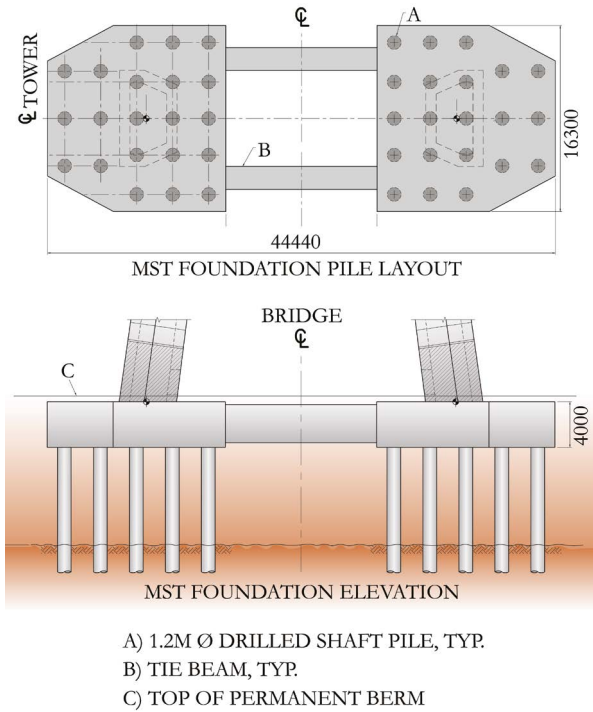


Figure 4. Pile layout.

The foundation’s structural design is based on strength and stability (resistance to sliding, overturning and uplift) under the governing load combinations. In addition, the piles were designed to resist liquefaction of the surrounding soil.

3. LOWER CROSS BEAM (LCB) OF THE MST

The LCB is the junction of the tower with the superstructure. The monolithic connection of the superstructure provides support in the areas where stays are absent and controls the deflections of the spans.

The LCB at the main span tower is composed of two composite U-Girders with a top and a bottom concrete slab connecting each girder. The LCB is 48 m long and 8.8 m wide. The height of the LCB is 3.495 m at the typical pylon section. See figure 5 and figure 6 for the LCB configuration.

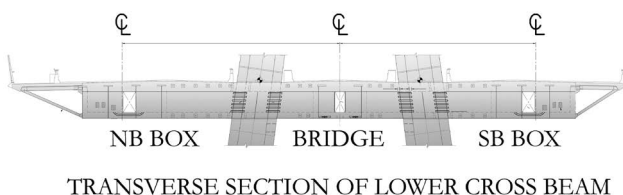


Figure 5. Lower cross beam configuration.

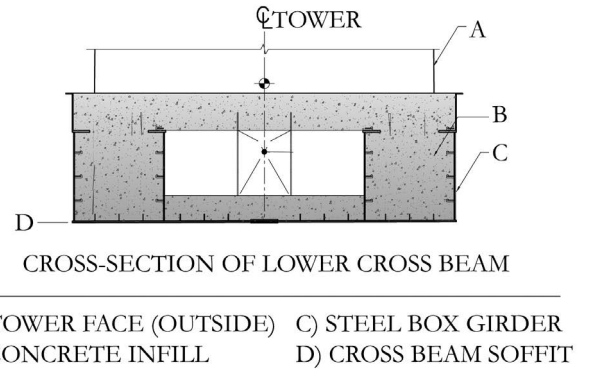


Figure 6. Lower cross beam configuration.

The composite section of the LCB is designed to provide the stiffness and strength of a large concrete section with the steel framing needed for compatibility with the superstructure box girders. The concrete is prestressed transversely, longitudinally and vertically to address interaction with the MST and the girders.

The demands used for Service Limit State (SLS) and Ultimate Limit State (ULS) design are from the RM global analysis model. A LCB staged construction model was created in CSi Bridge to evaluate the stresses in concrete and steel elements during construction. Included in this analysis were the effects of placing the bow tie on the LCB during its erection.

The large concrete pours necessitated the placement of the center box of the LCB prior to the beginning of winter, to facilitate concrete placement (figure 7). The north and south boxes of the LCB were installed early and used to support the first back span girders prior to prestressing to accelerate the back-span schedule.

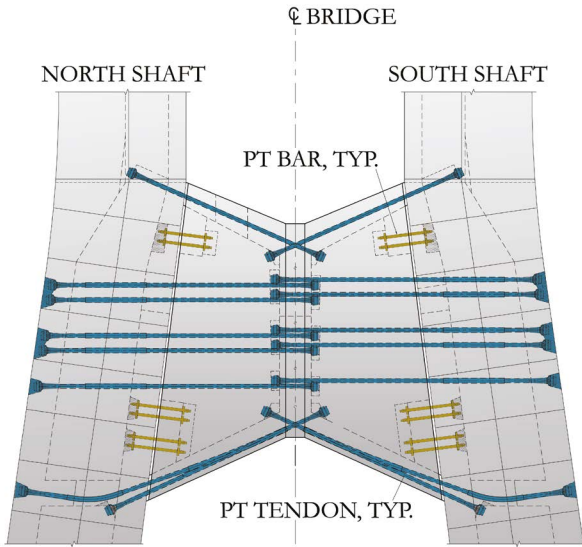


Figure 7. Lower cross beam center box placement.

4.
MST BOW TIE

The bow tie is the structure that joins the two tall shafts of the MST and controls the effects of asymmetrical span loadings.

The shape of the bow tie was defined by the Owner, and the design and construction were based on this geometry (figure 8).



BOW TIE PT BAR AND TENDON LAYOUT

Figure 8. Bow tie geometry and PT details.

For large demands, prestressed concrete was found to be a feasible solution, given the need to provide durable and compatible connections to the tower shafts. The complex shape makes forming difficult; forming has been performed on the ground (figure 9). Casting on the ground made the use of heating for casting during the winter feasible.



Figure 9. Bow tie formwork

Erection consisted of placing the bow tie on a holding frame over the LCB, erecting the tower segments to the level of the bow tie top, and then raising the bow tie into position for connection.

5.
SUPERSTRUCTURE SYSTEMS

Superstructure and cross beams

The superstructure consists of three longitudinal girders, supporting northbound and south-bound roadways, as well as a center transit corridor. The girders are composite members with precast concrete deck panels, designed to support all the design demands, including axial compression for the stays, earthquake, wind and extreme events. Unbalanced spans and stays, important to the overall architecture of the bridge, require use of concrete counterweights in the shorter back span to achieve overall balance at the MST.

The concrete counterweights consist of a structural lift, which is reinforced and composite with the girders, and a ballast lift, which is non-composite. Counterweights are also used in the main span to balance transversely the southbound roadway with the wider northbound roadway.

The choice of composite steel box girders as the primary superstructure system was based on schedule. It allows maximum use of steel pre-fabrication and modular construction for the concrete precast panels.

A cross beam at each pair of stay cables supports the three girders into a two-dimensional grid of steel box girders. The cross beams transfer the weight of the girders to the stay cables, distributing the stay forces to mitigate twisting of the upper tower shaft. The cross beams and the three girder segments form the basic assembly unit for the erection of the main span (figure 10).

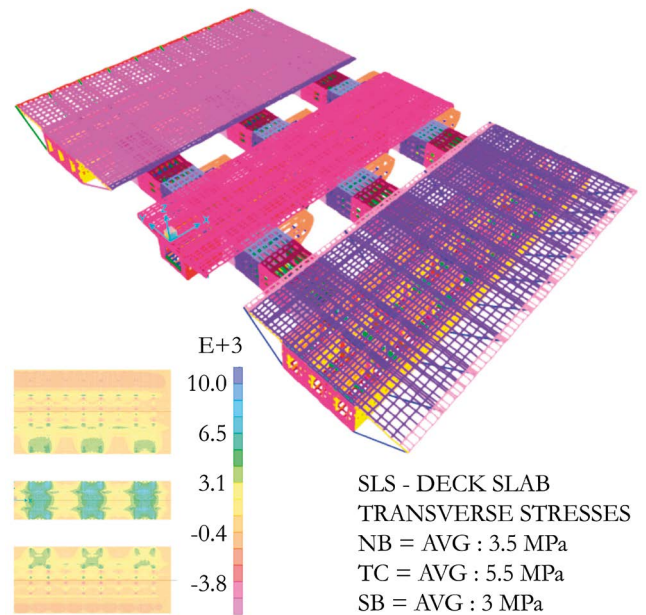


Figure 10. Analysis model of main span assembly segment.

Stay cable anchorages and link beams

These components support the CSB suspension system. The Link Beams are composite with the MST upper shafts and support the independent anchorages of the back span and main span stays (figure 11, figure 12).

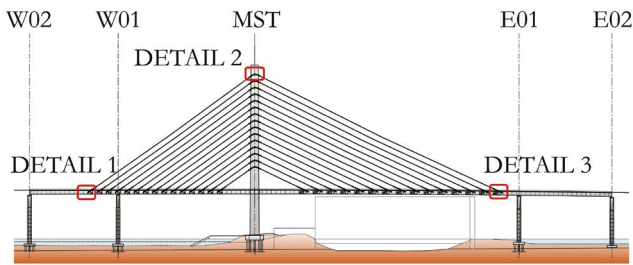


Figure 11. Layout of suspension system

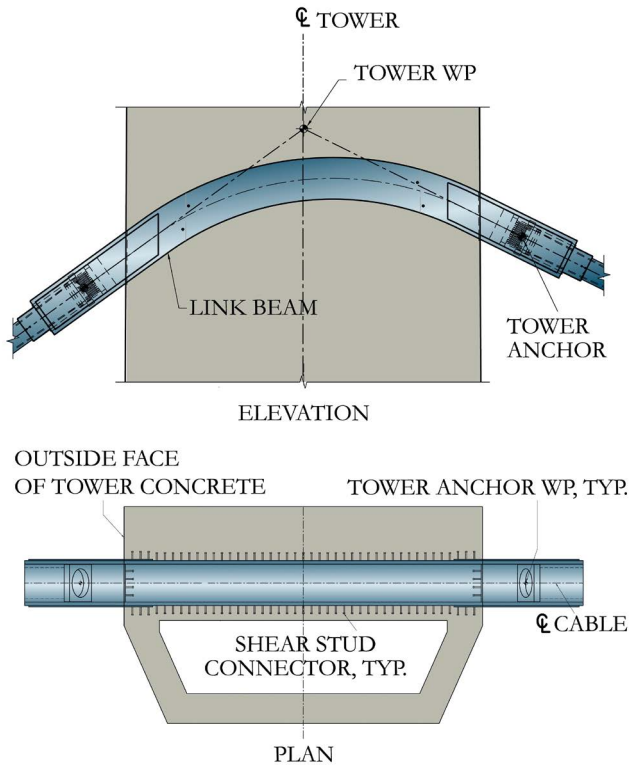


Figure 12. Tower stay connection: link beams.

The lower stay anchorages conform to the geometry of the structural system center of gravity in each span (figure 13).

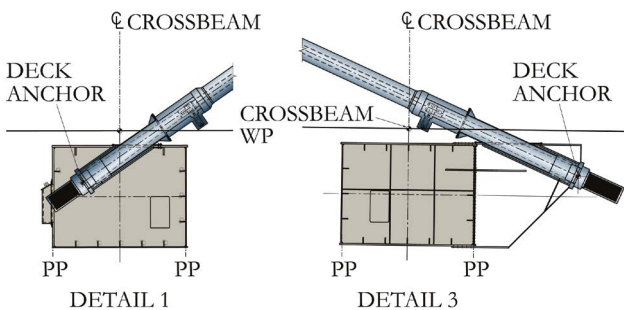


Figure 13. Stay anchorages in the cross beams.

The anchorages were checked for the fatigue limit state (FLS), service limit state (SLS), ultimate limit state (ULS), and extreme limit state (ELS). A nonlinear finite element analysis was used to evaluate the displacements and von Mises stresses for the SLS, ULS, and ELS limit states for the 127

strand anchors to augment the code checks. Both geometric and material nonlinearities were included in the FEM model.

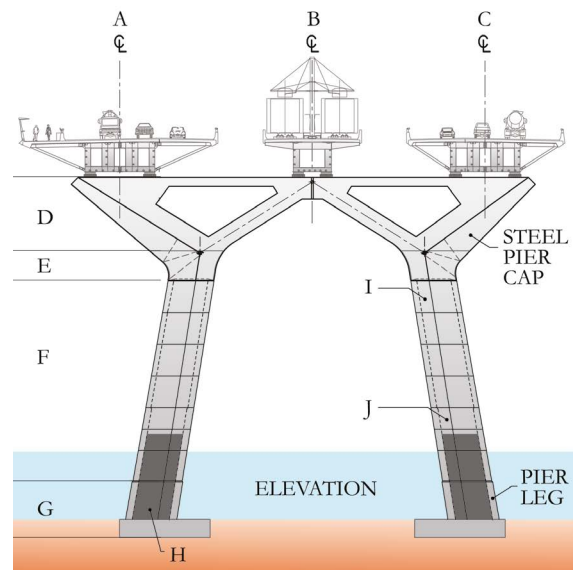
6. STAY CABLES

While the size of the stay cables varies, the stay cables generally consist of 127 7-wire strands conforming to ASTM A416 Grade 1860, Low-Relaxation strand with a guaranteed minimum breaking strength of 279 kN per individual strand. The wires are hot-dipped galvanized. Each strand is waxed and sheathed in High Density Polyethylene (HDPE) sheathing. The strands of each stay are placed into an HDPE stay pipe. Stays were installed with the dead ends in the tower head and the jacking end in the cross beams.

Due to the heavy weight of the segments erected with their deck panels, stays were installed, for certain segments, with some slack while the weight of the gantry was applied to it. Once the gantry advanced to a later segment, the stays were tensioned to near permanent tension values. When the entire main span was closed the stays were given their final tensioning.

7. PIER BENTS FOR CSB

The pier bents consist of concrete shafts and steel caps for lightness (figure 14). Their shape, which has been the greatest challenge in their construction, is specifically defined in the PA.



- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| A) NB HWY BOX GIRDER | G) CAST-IN-PLACE CONCRETE |
| B) TRANSIT CORRIDOR | H) CONCRETE INFILL |
| C) SB HWY BOX GIRDER | I) UPPER TRANSITION SEGMENT |
| D) STEEL | J) TRANSITION SEGMENT |
| E) STEEL-CONCRETE TRANSITION | |
| F) PRECAST CONCRETE SEGMENTS | |

Figure 14. Pier bent components.

The segmental pier leg substructures consist of hollow concrete box-sections stacked one atop another and joined

together using post-tensioning. The pier legs vary in height to provide the required superstructure profile.

A key time-saving feature implemented in the design was that, except for the CIP starter segment, the pier leg segments were precast, which allowed work to continue through cold winter periods – when pouring concrete would otherwise be extremely difficult. Precasting also allowed casting and erection to be carried out in parallel, rather than in series – as performed in conventional construction.

8. PIER CAPS

The upper 11.4 m of the piers have pier caps consisting of steel box-sections with an interior matrix of diaphragms and stiffeners. The pier caps form two triangles that rest on the more prismatic pier legs and join in the center. The top members of the triangles are slender tension members (figure 15).

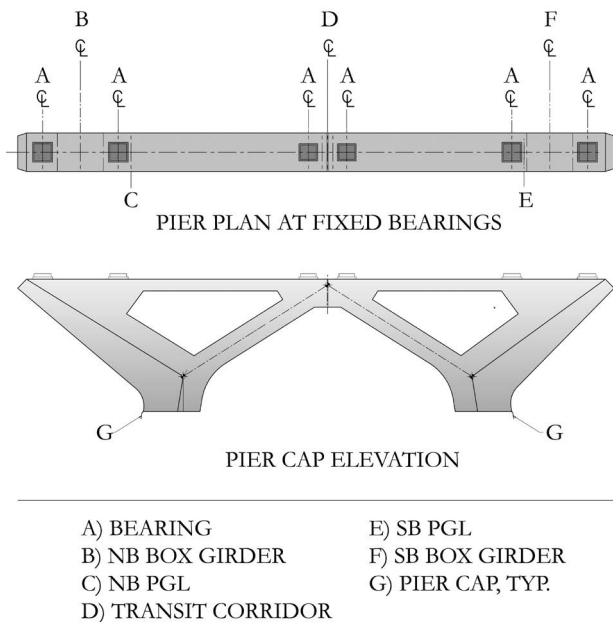


Figure 15. Pier caps.

The transitional element between the concrete and steel portions of the pier consists of a steel shell that is filled with reinforced, prestressed concrete. This connection was a mean to be able to perform the post-tensioning of the pier shaft strands and to use them as anchors for the steel base segment. This single segment was placed and left open for jacking access. Once jacking was performed, the upper steel boxes were placed on top by bolting, and they were joined together at the center.

9. FOOTINGS AND PILE CAPS

Among pier legs W01, W02, E01 and E02, E02 is the only pier with a shallow spread footing due to its location on land. W01,

W02, and E01 foundations consist of cast-in-drilled-hole piles with CIP pile caps.

10. ERECTION TECHNIQUES

The major challenge in the CSB erection is crossing the St. Lawrence Seaway, the major waterway of eastern Canada and the Great Lakes region. No temporary structures were permitted in the channel and over-channel clearances were required to be maintained with limited impact to shipping.

The Seaway potentially freezes from December to March with restrictions to working over the channel. The severity of winter makes placing concrete difficult and overall productivity is reduced. Therefore, the main span erection proceeded through the springs and summers of 2017 and 2018, after obtaining permission for passage of bridge segments through the upper portion of the shipping clearance from the SLSMC. Each segment was lifted to a gantry, which transported it under the main span soffit to the erection front over the Seaway (figure 16). There, another gantry lifted the segment into position for connection to the previously erected girders. The transit over the Seaway occurred over a period of several hours. Once lifted into place, the segment no longer obstructed clearance. During the segment erection cycle, restrictions to shipping were limited to several meters of vertical clearance over a few hours per month.

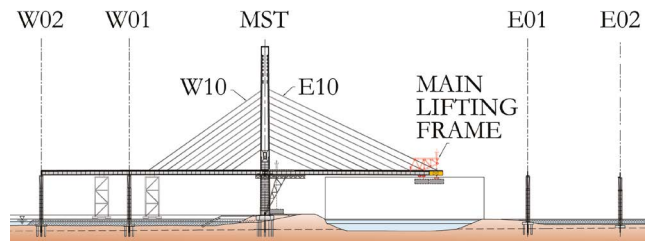


Figure 16. Erecting of superstructure segments.

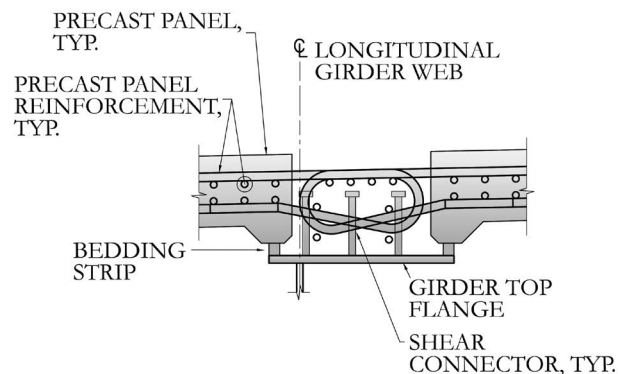


Figure 17. Deck panel stitch joint.

The traditional method for constructing a cable-stayed bridges is cantilever construction: first erect the box-girders,

then erect the stay cables, and finally place the concrete deck slabs. To accelerate construction, this procedure was modified, and the segments were erected with most of the concrete deck panels already in place. Although this increases the construction cantilever moments at the tip of the girders, the time spent per segment was reduced. When the segment was lifted and erected the concrete slabs were not yet connected, which saved lift weight and reduced cracking in the deck slab due to transverse bending. As each segment erection was completed and before the tensioning of the stays on that segment, the deck panels were joined by concrete stitch pours (figure 17).

In late 2017, to accelerate the schedule, the design-build team made a strategic decision to relocate the bridge deck closure joint of the CSB to allow concurrent erection from the East and West banks of the navigational channel. In the original erection scheme, the closure joint was placed between “MS15” and “Pier E01.” Racing against time, the design team and the Contractor of the new Samuel De Champlain Bridge went against conventional methods and came up with a creative idea: move the closure joint location west, from “MS15” to “MS11,” thus allowing erection of the main span from both sides. This erection scheme, however, resulted in a 50m cantilever from the first east pier that could not be supported using below-deck temporary shoring. This was due to the “no construction zone” requirement in the Seaway’s navigational channel. After numerous engineering analyses and constructability evaluations, engineers arrived at an innovative and bold solution: to support the cantilever with a “king post” tower with temporary stays anchored at the second east pier (E02) and at segments “MS12” and “MS13.” Effectively, the east cantilever was supported by a temporary cable-stayed bridge (figure 18).

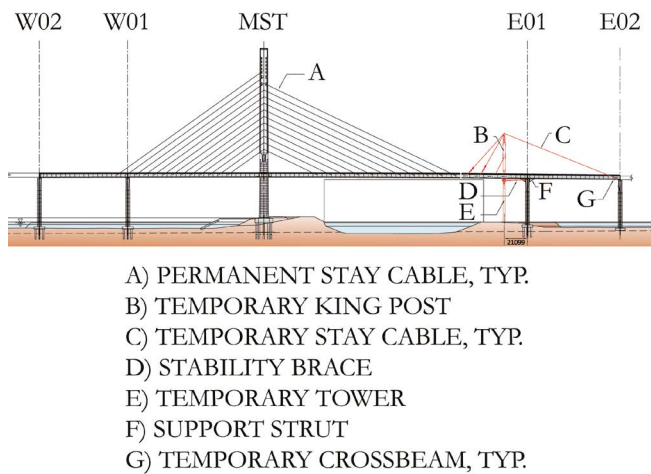


Figure 18. Innovative erection scheme with closure between MS11 and MS12.

The inception and execution of the alternate erection scheme using the “king post” temporary tower exemplified team work between the Designer, Erector, Steel Fabricator, and the Contractor. Through effective communication and coordination, the Project Team was successful in finalizing and implementing this erection scheme in a very aggressive schedule.

11. STRUCTURAL ANALYSIS

Global analysis

The analysis of the CSB was performed using RM Bridge Advanced V8i. The analysis considered the sequence of erection of the bridge to achieve the dead load state of the structure as well as creep and shrinkage of concrete. It is geometrically nonlinear including P- effects and large displacements.

Loads applied to the model included dead load, service loads (live load, wind, temperature, etc.), and seismic effects (response spectrum analysis).

Seismic analysis

A seismic analysis of the Project was achieved by non-linear time-history analyses using ADINA. The global model included the entire structure from abutment to abutment. The performance criteria were that of essentially elastic behavior. Therefore, superstructure, substructure and foundation elements were modeled with elastic elements where this is enough to capture the response.

The model was excited by five (5) ground motions applied as displacements considering multiple support excitation. The cable-stayed tower foundation and the pile-supported foundations at piers E01, W01 and W02 were modeled with discretized soil modeling with depth varying ground motions applied through non-linear soil springs. For the tower foundation and the foundation at pier E1, subsets of ground motions were used to capture the response for non-liquefied, liquefied and lateral spreading scenarios details. Piles were modeled with elastic beam elements. In general, it is found that seismic demands do not control the design of the structure. Figure 19 shows a zoom-in of the ADINA model.

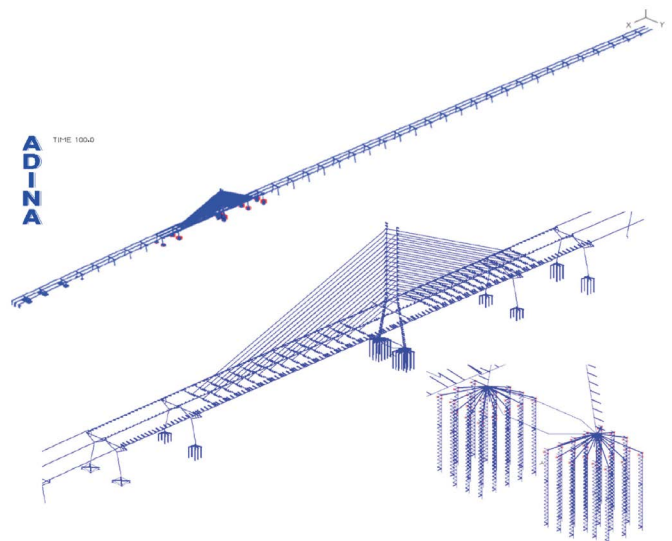


Figure 19. ADINA model for time-history analysis.



Figure 20. The new Samuel De Champlain Bridge featuring the cable-stayed bridge span at completion.

12. EAST AND WEST APPROACHES

The bridge includes 2.9 km of approach structures over the river proper. From the west, a 2044-meter-long section connects to Nun's Island (Ile des Soeurs) and climbs at a constant grade to the Seaway to provide the 38.5 m clearance required for the ships using the passage. This section of the bridge consists of 26 spans of 80.4 m typically, divided into four expansion units. After the cable-stayed section, the bridge descends at a steeper gradient to the East Abutment in Brossard over about 780 m. This section is split into two units and has typical 84 m spans and a 109 m span over an existing six-lane arterial road, Route 132.

13. CONCLUSION

The design of the CSB of the new Samuel De Champlain Bridge considered the accelerated construction schedule. The design-build team made innovative use of precast concrete, modular segments, and erection sequencing to meet the Project timeline, while overcoming the site-specific hazards and severe winters unique to Montréal. The new bridge was fully opened to traffic on on both northbound and southbound on July 1, 2019. The center transit corridor is currently being converted to be light-rail ready. See [figure 20](#) for the new Samuel De Champlain Bridge in operation.

Development of Eurocode 3 and Research Contributions

Desarrollo del Eurocódigo 3 y contribuciones a la investigación

Ulrike Kuhlmann^a, Christina Schmidt-Rasche^b, Jennifer Spiegler^c, Fabian Jörg^c,
Vahid Pourostad^c, Mathias Euler^b

^a Prof. Dr.-Ing. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Germany

^b Dr.-Ing. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Germany

^c M.Sc. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Germany

Recibido el 1 de junio de 2022; aceptado el 25 de octubre de 2022

ABSTRACT

This paper gives an overview on recent work regarding the revision of EN 1993 on European level including selected scientific and technical issues and a summary of the activities executed within the European Standardization committee CEN/TC250/SC3 "Design of Steel Structures" under the chair of Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann. This includes the description of current normative developments for the 2nd Generation of Eurocodes which aim at an evolution by improvements and harmonisation of the existing codes. In addition, a technical review of selected rules is given on a number of issues, which support the code revision and reflect well the recent tendencies in steel structures.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Mandate M/515, Working Group, Project Team, lateral torsional buckling, plate buckling, fillet and butt welds, fatigue, detail tables.

RESUMEN

En este documento se ofrece una visión general de los últimos trabajos de revisión de la norma EN 1993 a escala europea incluyendo una selección de cuestiones científicas y técnicas y un resumen de las actividades llevadas a cabo en el comité europeo de normalización CEN/TC250/SC3 "Design of Steel Structures" bajo la presidencia del Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann. Se incluye la descripción de los desarrollos normativos actuales para la 2^a Generación de Eurocódigos, cuyo objetivo es la evolución mediante la mejora y armonización de los códigos existentes. Además, se ofrece una revisión técnica de normas seleccionadas sobre una serie de temas, que apoyan la revisión de los códigos y reflejan bien las tendencias recientes en las estructuras de acero.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Mandato M/515, grupo de trabajo, equipo de proyecto, pandeo lateral, punzonamiento, soldaduras en ángulo y a tope, fatiga, despieces.

1. INTRODUCTION

The next generation of Eurocode 3 i.e. EN 1993 "Design of Steel Structures" is developed at the moment as part of the whole development of the 2nd Generation of Eurocodes. So, an overview is first given on the integration of Eurocode 3 in the whole system of Eurocodes, the organisational structure and its further development in general in the frame of the

Mandate M/515. More specific in the following the normative development of Eurocode 3 is addressed.

Additionally, a technical review of selected rules is given on a number of new developments on recent research issues, which support the code revision and reflect well the recent tendencies in steel structures. They open new chances for application and further development of design of steel structures.

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: Ulrike.Kuhlmann@ke.uni-stuttgart.de (Ulrike Kuhlmann).

2. PROCEDURE FOR THE DEVELOPMENT OF 2ND GENERATION OF EUROCODES

2.1 General

The Eurocodes were developed to enable the design of structural construction works, buildings and civil engineering works, on a harmonised European level. All 10 of the existing Structural Eurocodes from Basis of structural design (EC0) and Actions on structures (EC1) to Design of concrete (EC2), steel (EC3) and composite steel and concrete structures (EC4) up to Design of structures for earthquake (EC8), in altogether 58 parts, were published prior to June 2007. Their development was a great achievement and represented the culmination of over 30 years' collaborative effort. Their impact has been considerable, affecting the day-to-day work of around 500 000 professional engineers across Europe, [1], [2]. In the Eurocodes, in order to allow countries to decide on own safety levels and to give national geographic and climatic data so-called Nationally Determined Parameters (NDPs) are open for choice in the frame of National Annexes. As a consequence, the full implementation of the Eurocodes in the European countries needed until 2010 and later when all national codes had been withdrawn and replaced by the Eurocodes and belonging National Annexes.

It is widely recognised that long-term confidence in the codes requires the Eurocodes to evolve in an appropriate manner. The accepted work programme [2] for the 2nd Generation of Eurocodes focuses on ensuring the standards remain fully up to date through embracing new methods, new

materials, and new regulatory and market requirements. Furthermore, it focuses on further harmonisation and a major effort to improve the ease of use of the suite of standards for practical users. In order to show opportunities for participation in the development of these new design rules, the normative process is explained in detail in the following. Figure 1 gives an overview on the recent organisation structure of CEN/TC250, responsible for all Eurocodes.

2.2 Mandate M/515

The further evolution of the Eurocodes is realised in the frame of the Mandate M/515 [1], which was agreed in December 2012 between the European Commission and CEN. Among others, aims of the mandate are the extension of the Eurocode rules in terms of new materials, products and construction methods, improving the practical use for day-to-day calculations and achieving a better harmonisation by reducing the number of NDPs.

The mandate started in 2015 will end in 2022. The first revised version of the Eurocodes should be available 2021/2022. However, due to the necessary procedure, publication including formal procedures such as CEN-Enquiry may last up to 2024.

Figure 2 shows the time schedule for the revision and the further evolution of the Eurocodes.

In general, the revision can be subdivided in the following two activities:

- General revisions and maintenance of the Eurocodes: This is the usual procedure for a code revision according

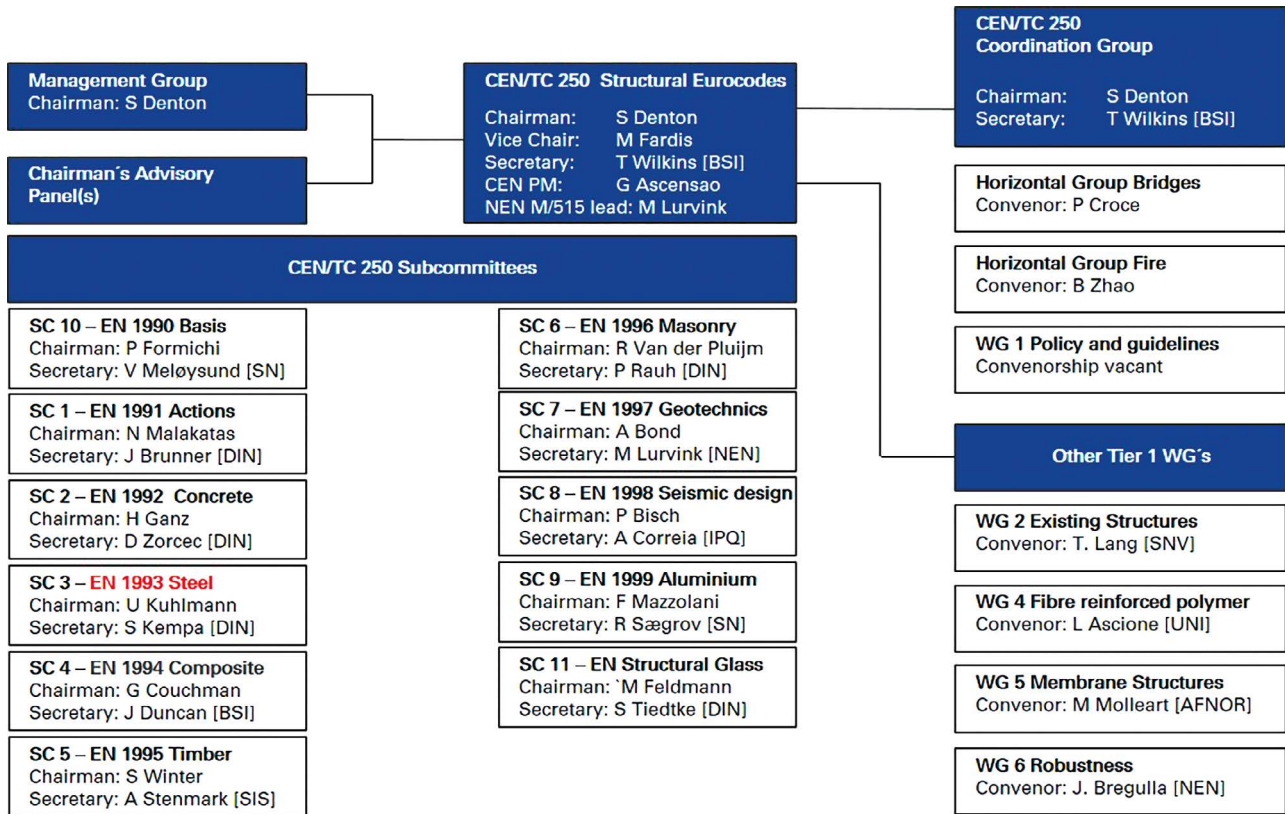


Figure 1. Organization structure of CEN/TC250 [3].

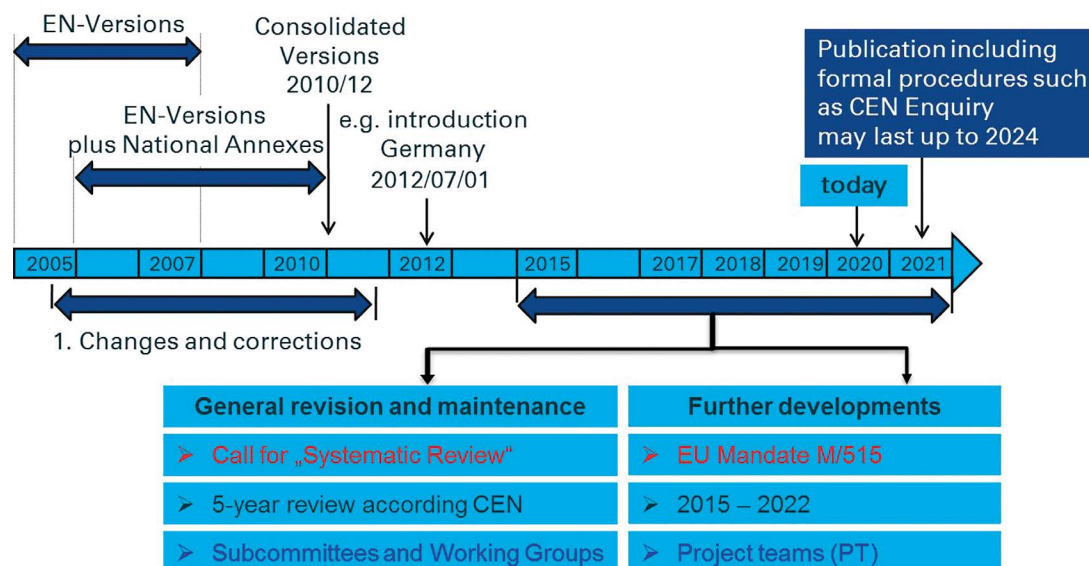


Figure 2. Planned time-table for the revision of the Eurocodes.

to CEN, which is launched in form of a call for ‘Systematic Reviews’ to the NSBs (National Standardisation bodies, such as DIN, AFNOR, BSI, AENOR). The evaluation and implementation of the suggestions and comments is then carried out by the CEN TC250 Subcommittees and Working Groups.

- Technical enhancements of the Eurocodes in the frame of the Mandate M/515: The further development takes place simultaneously to the general revision within Mandate M/515. Similar to the transfer of the ENV-versions into the EN-version, the realisation is conducted by Project Teams (PT) that consist of a maximum of five to six members.

The CEN/TC 250 work programme has been split into four overlapping phases, as illustrated in figure 3. This has been done to enable the interdependencies between activities to be effectively managed, and ensure that the work is undertaken as efficiently as possible.

Phase 1 includes those parts of the work program upon which other activities are primarily dependent for reasons of overall coordination, technical scope or because they are essential for achieving the target dates for delivery of the next generation of Eurocodes. Phase 1 of the mandate started in 2015 and has ended in 2018 after a 3-years term.

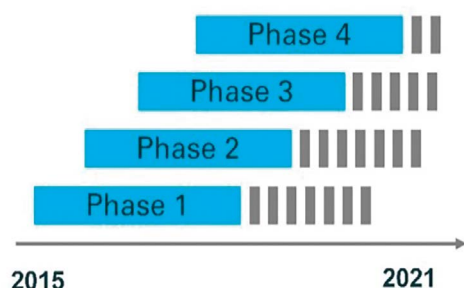


Figure 3. Indicative phasing of the work.

Phase 2 has started 2017 also for a term of 3 years. Phase 3 and Phase 4 started last year in 2018 [3]. First experiences with the project teams’ work and the evaluation of the systematic reviews show an enormous need of further development and harmonisation.

TABLE 1. Analysis of NDPs in the current ECs [2]

Eurocodes	N° of parts	N° of pages	N° of NDP's
EN 1990	1+Annex A2	90+30	54
EN 1991	10	770	292
EN 1992	4	450	176
EN 1993	20	1250	236
EN 1994	3	330	42
EN 1995	3	225	21
EN 1996	4	300	31
EN 1997	2	340	42
EN 1998	6	600	103
EN 1999	5	500	58
EN 1999	5	500	58

There are two main aims of the mandate work concerning the improvement and harmonisation of existing rules: Reduction of the number of NDPs (Nationally Determined Parameters) and enhancing Ease of Use. Table 1 gives a summary of the number of NDPs in the current Eurocodes, relative to the number of parts in each Eurocode and its number. The very uneven distribution also shows that for some Eurocodes NDPs form a means to overcome different views on technical items. In these cases, the document N1250 [2] recommends a procedure to overcome these differences in order to reach a better harmonisation.

As a second point “Enhancing Ease of Use” has been defined as a major aim of the development of the 2nd Generation of Eurocodes. A number of principles and related priorities have been defined after long discussions in TC250 as responsible committee for Structural Eurocodes in CEN, see table 2.

TABLE 2.
Principles and related priorities [2].

General principles

- 1 Improving clarity and understandability of technical provisions of the Eurocodes.
- 2 Improving accessibility to technical provisions and ease of navigation between them.
- 3 Improving consistency within and between the Eurocodes.
- 4 Including state-of-the-art material the use of which is based on commonly accepted results of research and has been validated through sufficient practical experience.
- 5 Considering the second Generation of the Eurocodes as an “evolution” avoiding fundamental changes to the approach to design and to the structure of the Eurocodes unless adequately justified.

Specific principles (secondary)

- 6 Providing clear guidance for all common design cases encountered by typical competent practitioners in the relevant field.
- 7 Omitting or providing only general and basic technical provisions for special cases that will be very rarely encountered by typical competent practitioners in the relevant field.
- 8 Not inhibiting the freedom of experts to work from first principles and providing adequate freedom for innovation.
- 9 Limiting the inclusion of alternative application rules.
- 10 Including simplified methods only where they are of general application, address commonly encountered situations, are technically justified and give more conservative results than the rigorous methods they are intended to simplify.
- 11 Improving consistency with product standards and standards for execution.
- 12 Providing technical provisions that are not excessive sensitive to execution tolerances beyond what can be practically achieved on site.

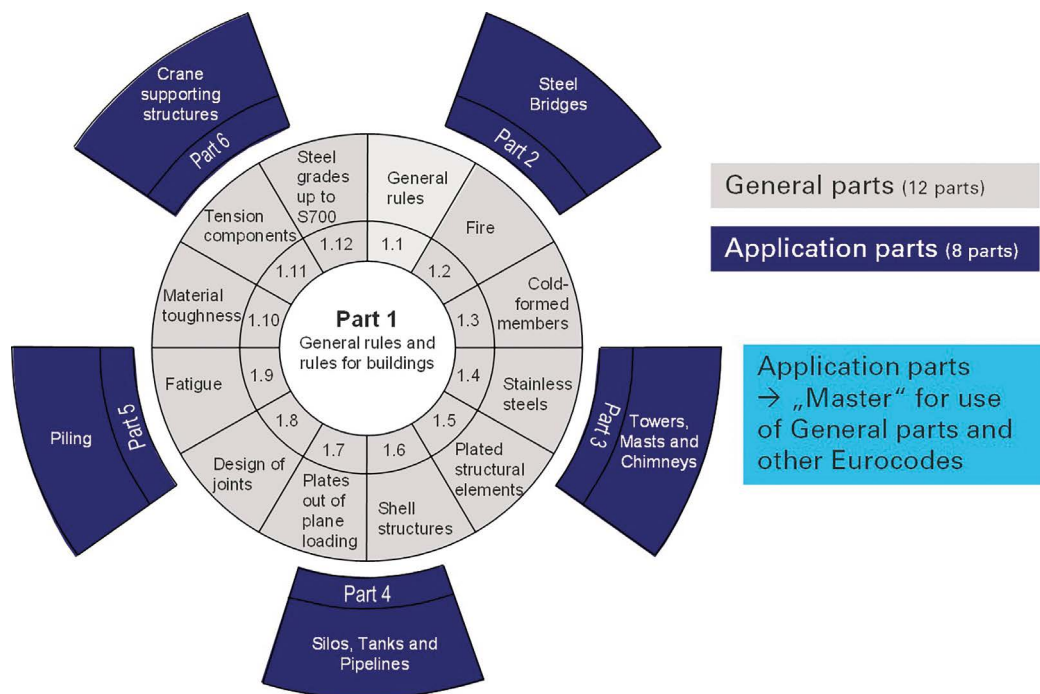


Figure 4. Structure and overview of existing Eurocode 3.

3. EUROCODE 3 – DEVELOPMENT OF 2ND GENERATION

3.1 Overview

Of all Eurocodes (EN 1990 – EN 1999), Eurocode 3 (EN 1993) with its 20 parts and approximately 1.250 pages is the most extensive one. Figure 4 gives an overview on the structure of Eurocode 3 showing the “Application parts”, such as Part 2 for bridges or Part 3 for tower, masts and chimneys, which refer to the “General parts” within Part 1 as well as to the relevant parts in Eurocode 1 for Actions.

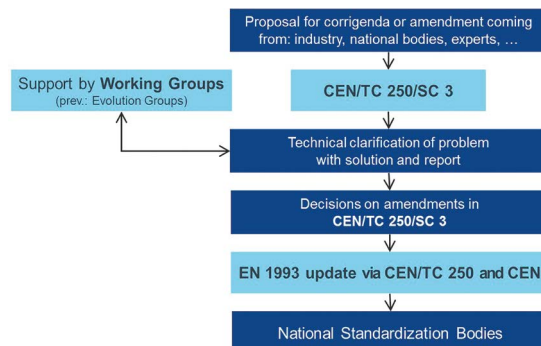


Figure 5. Revision of EN 1993 within TC250/SC3.

TABLE 3.
Structure of future Eurocode 3 on steel structures and responsible SC3 Working Groups.

Part of Eurocode 3	Type	Topic	Working Group
EN 1993-1-1	General parts	General rules and rules for buildings	WG1
EN 1993-1-2		Structural fire design	WG2
EN 1993-1-3		Supplementary rules for cold-formed members	WG3
EN 1993-1-4		Stainless steels	WG4
EN 1993-1-5		Plated structural elements	WG5
EN 1993-1-6		Strength and stability of shell structures	WG6
EN 1993-1-7		Plate assemblies with elements under transverse loads	WG7
EN 1993-1-8		Design of joints	WG8
EN 1993-1-9		Fatigue	WG9
EN 1993-1-10		Material toughness and through-thickness properties	WG10
EN 1993-1-11		Design of structures with tension components	WG11
EN 1993-1-12		Additional rules for steel grades up to S960	WG12
EN 1993-1-13		Steel beams with large web openings	WG20
EN 1993-1-14		Design assisted by finite element analysis	WG22*
EN 1993-2	Application parts	Steel bridges	WG13
EN 1993-3		Towers, masts and chimneys	WG14
EN 1993-4-1		Silos	WG15
EN 1993-4-2		Tanks	WG16
EN1993-5		Piling	WG18
EN 1993-6		Crane supporting structures	WG19
EN 1993-7		Design of sandwich panels	WG21

* before AHG FE

In the frame of the TC250/SC3 meeting in Stuttgart in April 2010 the approach shown in figure 5 for the revision and harmonisation of Eurocode 3 was scheduled.

The questions relating to the revision and harmonisation of Eurocode 3 are solved in cooperation between the CEN/TC250/SC3 and the Working Groups of SC3 and are elaborated in the form of proposals for amendments. These proposals are then sent to CEN for approval and to finally enter the Eurocode. The members of the Working Groups consist of experts for the particular area of expertise and are nominated by the National Standardisation Bodies (NSBs) of the different member countries.

The SC3 submitted its last technical review in form of amendments to the already existing parts of Eurocode 3 within the meeting of the CEN/TC250 in November 2013 in Delft. For the future, technical modifications are to be carried out in the frame of the mandate work. Exception is made just for safety-relevant amendments, which can still be submitted and decided for the existing versions of Eurocode 3.

Meanwhile SC3 has agreed to follow the same procedure as given in figure 2 also for the development and agreement on technical changes, which are to be implemented in the new version of Eurocode 3. These agreed “amendments” are put into the “basket” for the time when the Project Team starts its work and are implemented then in the new version. Also, to advise and follow the work of the Project

Teams the Working Groups of SC3 play an important role. Table 3 gives an overview on the structure of Eurocode 3 and the different Working Groups of SC3 responsible for the different parts.

In general, the structure of Eurocode 3 is kept the same compared with the existing code, see figure 4. Small modifications to the structure of Eurocode 3 are explained in the following. The current content of EN 1993-1-12 on additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700 has been redistributed over the relevant other parts of Eurocode 3 (since the application of these parts has been extended to high strength steels (HSS)), meaning that the current version of EN 1993-1-12 could be withdrawn. However, SC3 decided to develop a new EN 1993-1-12 with a different scope, namely high strength steels up to grade S960. This activity does not belong to the mandate given by the EU, but will be finalised later, when sufficient knowledge and experience have been collected. EN 1993-1-13 is a new part on steel beams with large web openings (e.g. cellular and castellated beams). The current draft has mainly been developed within the mandate as a special task and by a Project Team of CEN / TC250 / SC4 responsible for steel-concrete composite construction. Also, a new part is EN 1993-1-14 on Design assisted by finite elements, which is and anticipates on a wider use of finite element analysis in the design of steel structures in the future. Here, first an Ad-Hoc-Group (AHG FE) existing of members of

various Working Groups of SC3 had developed a first draft, transferring among others rules from other parts of Eurocode 3 such as Annex C of EN 1993-1-5 to this general part. Meanwhile, an own Working Group WG22 is dealing with this subject. Further, the current parts EN 1993-3-1 on masts and towers and EN 1993-3-2 on chimneys have been merged into one EN 1993-3, thus avoiding the overlap in the content of the current two parts. Also, a new part EN 1993-7 on design of sandwich panel will be added in addition to the mandated work.

3.2 Mandate M/515

For the work within the mandate the 20 parts of Eurocode 3 have been subdivided into 13 Tasks. For these 13 Tasks the technical contents were developed in form of so-called 'Project Proposals' in collaboration with the convenors of the respective 'Working Groups' and coordinated within the SC3 [1].

As EN 1993-1-1 and EN 1993-1-8 are the basic parts of Eurocode 3 there is the necessity of harmonisation in a number of issues with other parts, so that these two parts are dealt right at the beginning in Phase 1. Furthermore, four SC3 tasks most of them dealing with stability are assigned to the early Phase 2 of the mandate. The material specific parts of Eurocode 3, e.g. EN 1993-1-4 and EN 1993-1-10 are assigned to Phase 3, while in Phase 4 of the mandate primarily the application parts, such as e.g. EN 1993-2 Steel bridges, are covered. The assignment of the tasks to the phases is shown in table 4.

3.3 Status of development Eurocode 3 and its parts

As part of the contract of the Project Teams within the mandate they have to deliver a "Final Draft" at a certain point of time, which is sent out to the NSBs for the so-called Informal Enquiry. National Mirror groups can comment on these drafts,

TABLE 4.
Tasks of Mandate M/515 concerning Eurocode 3.

Task-Ref.	Task-Phase Part of EN 1993	Corresponding	Task-Name
SC3.1	1	EN 1993-1-1	Design of Sections and Members according to EN 1993-1-1
SC3.2	1	EN 1993-1-8	Joints and Connections according to EN 1993-1-8
SC3.3	2	EN 1993-1-3	Cold-formed members and sheeting. Revised EN 1993-1-3
SC3.4	2	EN 1993-1-5	Stability of Plated Structural Elements. Revised EN 1993-1-5
SC3.5	2	EN 1993-1-6, -1-7	Harmonisation and Extension of Rules for Shells and Similar Structures. Revised EN 1993-1-6 and EN 1993-1-7
SC3.6	2	EN 1993-1-2	Fire design of Steel Structures. Revised EN 1993-1-2
SC3.7	3	EN 1993-1-4	Stainless Steels. Revised EN 1993-1-4
SC3.8	3	EN 1993-1-9	Steel Fatigue. Revised EN 1993-1-9
SC3.9	3	EN 1993-1-10	Material and Fracture. Revised EN 1993-1-10
SC3.10	4	EN 1993-2, -1-11	Steel bridges and tension components. Revised EN 1993-2 and EN 1993-1-11
SC3.11	4	EN 1993-3	Consolidation and rationalisation of EN 1993-3
SC3.12	4	EN 1993-4	Harmonisation and Extension of Rules for Storage Structures. Revised EN 1993-4-1 and EN 1993-4-2
SC3.13	4	EN 1993-5, -6	Evolution of EN 1993-5 Piling and EN 1993-6 Crane supporting structures

TABLE 5.
Planned timetable for development of EC3.

Task-Phase	Corresponding Part of EN 1993	Start of Informal Enquiry	Draft available for SC3	Technical Approval SC3	SC3 Decision for start of CEN-Enquiry	Start of Formal CEN-Enquiry
1	EN 1993-1-1	December 2017	June 2018	October 2018	October 2019	September 2020
1	EN 1993-1-8	December 2017	June 2018	March 2019	March 2020	March 2021
2	EN 1993-1-3	October 2019	June 2020	October 2020	March 2021	March 2022
2	EN 1993-1-5	October 2019	June 2020	October 2020	March 2021	March 2022
2	EN 1993-1-6, -1-7	October 2019	June 2020	March 2021	March 2022	March 2023
2	EN 1993-1-2	October 2019	June 2020	October 2020	March 2021	March 2022
3	EN 1993-1-4	October 2020	June 2021	October 2021	March 2022	March 2023
3	EN 1993-1-9	October 2020	June 2021	October 2021	March 2022	March 2023
3	EN 1993-1-10	October 2020	June 2021	October 2021	March 2022	March 2023
4	EN 1993-2, -1-11	March 2021	February 2022	October 2022	March 2023	March 2024
4	EN 1993-3	March 2021	February 2022	October 2022	March 2023	March 2024
4	EN 1993-4	March 2021	February 2022	October 2022	March 2023	March 2024
4	EN 1993-5, -6	March 2021	February 2022	October 2022	March 2023	March 2024

the comments are collected and the Project Teams have to consider them and, if possible, modify the drafts accordingly. These modified drafts are given at the end of the Project Team contract in the hands of the relevant subcommittee in order to solve still open question and find a harmonised view on them, but also to prepare the text for the official CEN-Enquiry. SC3 has decided at a relatively early stage on a “publication plan” for the various drafts to schedule this procedure, see SC3 Decision 20/2018. Also it was decided to have an official Technical Approval of SC3 on the single drafts before starting the final editing and correction. So, for example there was a Technical Approval on prEN1993-1-1 in October 2018, which allowed the other Project Teams in the following phases to rely on the content of this basic general part of Eurocode 3 for the development of their own parts.

Thereby, an optimal harmonisation can be achieved within the different parts of Eurocode 3. Reference groups of 4 to 7 experts were established in WG1 and WG8 to give advice or seek confirmation of the Working Groups if needed for the necessary editorial changes or small technical corrections during the preparation of the drafts by DIN as responsible SC3 Secretariat for CEN-Enquiry. In the SC3 meeting in October 2019 finally, there was an official decision in SC3 to proceed prEN 1993-1-1 to CEN-Enquiry. The planned timetable for all parts and phases of Eurocode 3 is given in [table 5](#).

CEN/TC250 has fixed for all Eurocodes possible dates for the start of the Formal CEN-Enquiry and necessary preparatory times beforehand. This preparatory includes phases for the checking of the draft by the TC250 secretariat, for the editing by CCMC (the responsible CEN institution) and for the translation into German and French by DIN and AFNOR. During the CEN-Enquiry of about 16 weeks the draft is distributed in all member countries and official agreement and comments are requested by all NSBs. In the following the draft is given back to the subcommittee for review of the comments and possibly modification of the text if necessary. This modified draft is then running through the same procedure as for the Formal CEN-Enquiry in order to be then sent out to the member countries for the Formal Vote, which lasts about 8 weeks. The agreement by the NSBs to the Formal Vote should not contain any technical comments, but only editorial remarks. After editorial corrections if necessary by CCMC and translation the draft is sent out to the NSBs to be published in the different countries together with a National Annex.

The whole procedure of implementation of new Eurocodes may seem a rather long lasting effort, however the various possibilities of commenting and correction represent an important chance to influence the content and to ensure a high quality of this very important set of codes.

4. RESEARCH CONTRIBUTIONS

4.1 General

The following sections show some research contributions for different parts of Eurocode 3. They represent some of the new developments based on recent research which open new chan-

ces for application and further development of design of steel structures. Due to the limited space of this paper, only a small extract is shown here.

4.2 EN 1993-1-1

The simplified method of verification of lateral torsional buckling by the verification of flexural buckling of the equivalent compression flange dates back to the early 1950s. The basic idea of this concept was subsequently adopted from the former German code for member stability DIN 18800-2 [5], which was transferred to EC 3.

This traditional approach still plays a decisive role in both EN 1993-1-1 and EN 1993-2 due to the simplification of the complex structural stability behaviour of lateral torsional buckling to flexural buckling of an equivalent compressed part, which allows an easy-to-use method by a straightforward hand calculation. The model is still based on DIN 18800-2 and its lateral torsional buckling curves. The simplified method is therefore neither consistent with the “general” or “specific case” of the current lateral torsional buckling verification nor with the new reduction factors of the Final Draft prEN 1993-1-1 [3]. Furthermore, despite the popularity of this design model, deficiencies have also been discovered in recent years. On one hand, an additional application limit is required for mono-symmetric cross-sections and steel beams with a load application on the compression flange due to the resulting destabilizing effect. On the other hand one has to mention the high inefficiency of the method for cross-sections with thick flanges.

Within a German research project [6] the simplified method has been modified on the basis of a comprehensive experimental study on the lateral torsional buckling behaviour and residual stress measurements on welded doubly- and mono-symmetric I-shaped steel beams. A major concern in the development was to keep the method as simple as possible and to avoid the determination of complex cross-sectional values for mono-symmetric cross-sections. A detailed description of the investigations and the modifications of the equivalent compression flange is given in [7].

The basic concept of the simplified method is equal to the current model in Eurocode 3 where the lateral torsional buckling resistance of a member $M_{b,Rd}$ is determined by considering the reduction factor $\chi_{c,z}$ for flexural buckling of an equivalent compression flange. Similar to the current procedure, the reduction factor $\chi_{c,z}$ for flexural buckling is derived from the modified related slenderness of the equivalent compression flange $\lambda_{c,z}^{mod}$ with buckling curve c for hot rolled cross-sections and buckling curve d for welded cross-sections. The related slenderness ratio of the equivalent compression flange $\lambda_{c,z}$ is obtained from [Eq. 1](#), whereby the load application point can be taken into account by the considered size of the web area. Afterwards the related slenderness of the equivalent compression flange is modified by multiplying with the two correction coefficients k_c and β_c . The coefficient k_c considers the moment distribution between the restraints and coefficient β_c , see [Eq. 2](#), the influence of the torsional stiffness by the ratio h/t_{max} .

The ratio of the flange thicknesses allows to capture the change of the torsional stiffness for mono-symmetric

cross-sections. The modified simplified model may be used for cross-sections of class 1 to 3 and the current application limit of h/t smaller than 44ϵ for welded cross-sections may be omitted.

In order to present the results of the modified simplified model, figure 6 shows a comparison of the reduction factors obtained with numerical simulations (triangle marks), the design results of the modified simplified method (solid line) and the lateral torsional buckling verification of the Final Draft prEN 1993-1- [3] (dashed line) for a doubly-symmetric welded cross-section of steel grade S355. The modified simplified model leads to a satisfactory agreement and good design results.

$$\bar{\lambda}_{c,z} = \sqrt{\frac{A_c f_y}{N_{cr,c,z}}} \quad (1)$$

$$\beta_c = \sqrt{\frac{0.06 \frac{h}{t_{max}}}{\bar{\lambda}_{c,z} + \frac{t_{max}}{t_{min}}}} \leq 2 \quad (2)$$

where A_c is the area of the equivalent compression flange

$$A_c = \begin{cases} A_f + \frac{1}{2} A_w & \text{Load application on the compression flange} \\ A_f + \frac{1}{6} A_w & \text{Load application in the shear centre} \\ A_f & \text{Load application on the tension flange} \end{cases}$$

4.3 EN 1993-1-5

Non-rectangular steel plates are increasingly used in the design of new bridges due to architectural and / or structural advantages. At large spans, in order to save material and consequently to decrease the impact on the environment, the girders are curved in elevation with a maximum depth at intermediate support and minimum depth at midspan. Steel bridges built up of slender panels which tend to buckle may be designed based on EN 1993-1-5 [8], which offers different methods for verification such as “Effective Width Method” (EWM), “Reduced Stress Method” (RSM) or “Verification based on Finite Element Methods of analysis”. Among the mentioned methods EWM is based on the reduction of the cross-section area considering the local buckling of the subpanels between the stiffeners and the global buckling of the longitudinal stiffeners. As a consequence of the optimized shape of the bridges, non-rectangular plates occur, most commonly as web panels of girders with a lower flange curved in the longitudinal direction.

The application of EWM according to EN 1993-1-5 [8] is limited to rectangular panels with parallel flanges. According to the existing rules [8], the method EWM may only be applied for an angle Φ up to 10° , see figure 7. This section is concerned with clarifying and enhancing the design of non-rectangular panels so that the influence of the shape of the panel is considered in the design. Investigations of non-rectangular panels have been conducted at the University of Stuttgart in the frame of the European research project Outburst [9]. A summary of the experimental and numerical investigations is introduced in [10] [11].

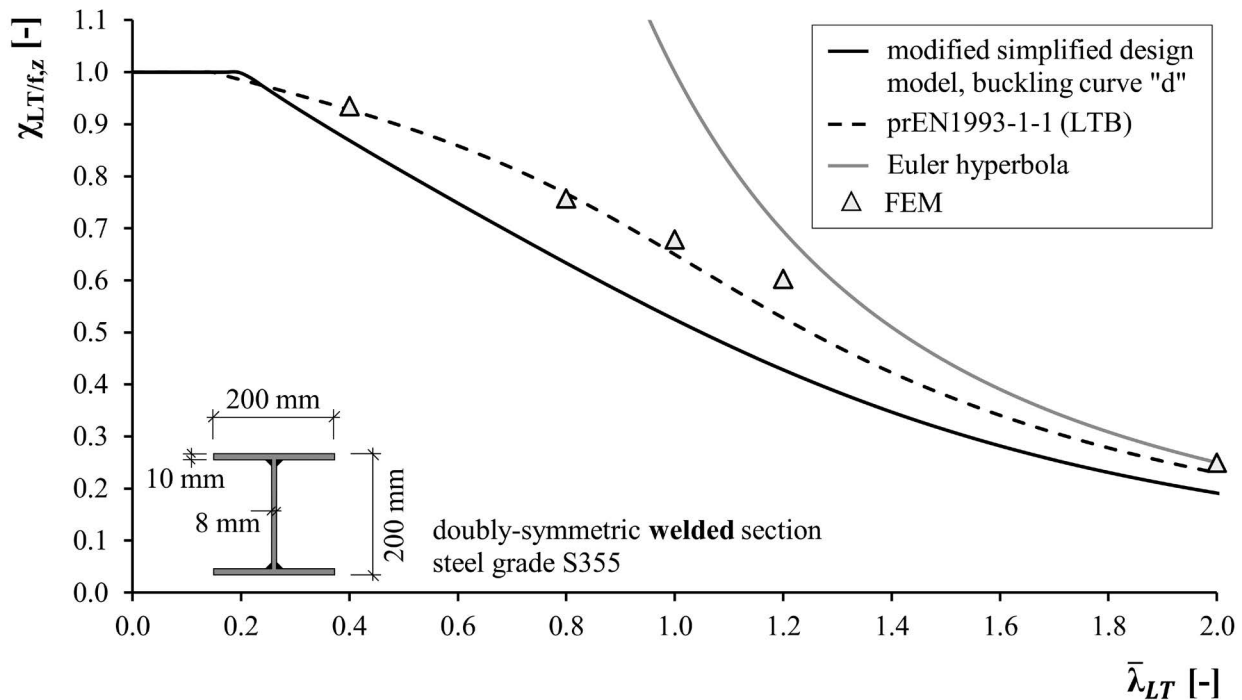


Figure 6. Comparison of load reduction factors of the modified simplified model, the lateral torsional buckling verification according to prEN 1993-1-1 [4] and numerical simulations.

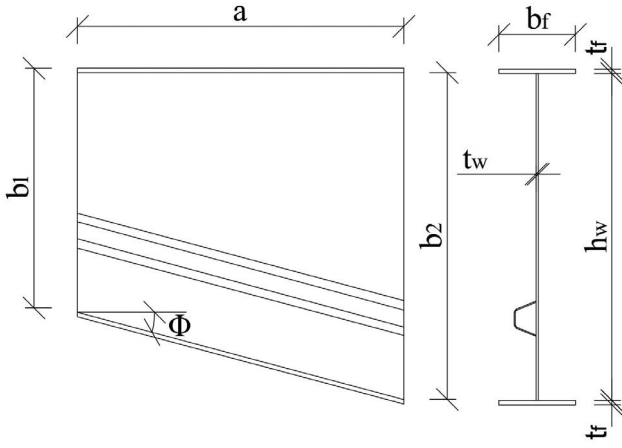


Figure 7. Definition of dimensions of a non-rectangular panel.

To evaluate the current design rules acc. to EN 1993-1-5 and especially the method EWM a numerical parametric study has been conducted using the validated model [9]. Following parameters were considered in order to investigate the buckling behaviour of stiffened non-rectangular panel: width $b_2 = 2100$ [mm]; panel length $a = 2100$ [mm]; web thickness $t_w = 8, 10, 12, 15, 20$ [mm]; flange $b_f \times t_f = 350 \times 36, 490 \times 36, 560 \times 36$ [mm]; stiffness of stiffener $\gamma_{sl,i}^* = 25, 50, 80, 150$ and angle of web panel $\Phi = 0, 10, 12.5, 15, 17.5^\circ$. The panels were subjected to bending, shear and interaction of bending and shear.

Based on the numerical and experimental investigations, design rules for the non-rectangular buckling were proposed [9]. In this paper, the results of the proposal are compared with the existing rules applying EN 1993-1-5 for the angle up to 17.5° . To obtain the ultimate loads the verifications are transformed as a function of shear force V and compared with numerically calculated V .

Figure 8 shows the position of sections of verifications. According to EN 1993-1-5 the bending (M), shear (V) and M - V interaction should be verified. Additionally, the gross cross-section should be checked to the corresponding acting forces at sections 1 and 2. For bending, a minimum distance of $0.5b_2$ (section 3) and $0.4a$ (section 4) should be verified. Section 3 is also relevant for M - V interaction.

In the case of non-rectangular panels, the height of the web varies in the panel. Therefore, the cross-section properties and the resulting stresses in the panel vary. The stresses at the smaller side may be higher than on the larger side. Therefore, according to the proposal the bending (M), shear (V) and M - V interaction should be verified at both sides of the panel. So the panel should be checked for the resulting stresses at a section located at each end of the panel:

$$\text{at } 0.5b_2 \quad \text{if } \frac{M_{0.5b_2}}{M_{f,0.5b_2}} \geq \frac{M_{0.4a}}{M_{f,0.4a}} \quad \text{or}$$

$$\text{at } 0.4a \quad \text{if } \frac{M_{0.5b_2}}{M_{f,0.5b_2}} < \frac{M_{0.4a}}{M_{f,0.4a}}$$

from the panel end with larger width (b_2) (section 3 or 4 according to figure 8), where

$M_{0.5b_2}$ is the acting bending moment at the section with a distance $0.5b_2$ and $M_{0.4a}$ is the acting bending moment at a distance $0.4a$ from end of panel. The comparison of these moments to the flange bending resistances allows to check beforehand, which is the decisive verification in section 3 or section 4.

This approach applies to all verifications. The gross cross-section should be checked also at sections 1 and 2.

Due to the geometry of the inclined compression flange, the acting shear force may be modified. The force distribution due to inclined compression flange is shown in figure 9.

$N_{x,f}$ is the horizontal force resulting from the bending moment. The inclined flange force N_{Flange} is composed of this horizontal force $N_{x,f}$ and the vertical force $V_{z,f}$, which acts on the web.

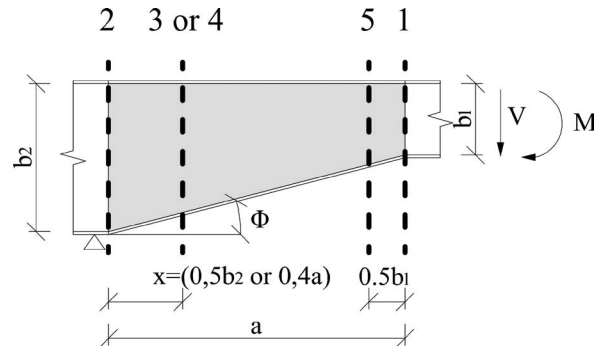


Figure 8. Position of sections for verification of non-rectangular panel according to the proposal.

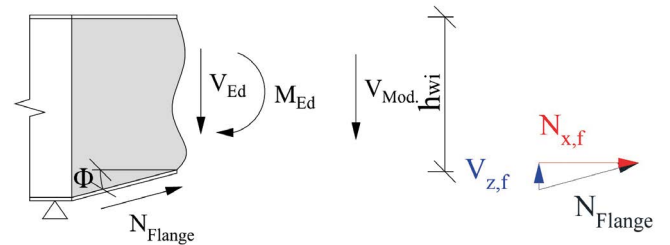


Figure 9. Influence of inclined compression flange.

The modification of the shear force of the web V_{Mod} is calculated by Eq. (3) and (4). The shear (V) and M - V interaction should be verify using the modification V_{Mod} .

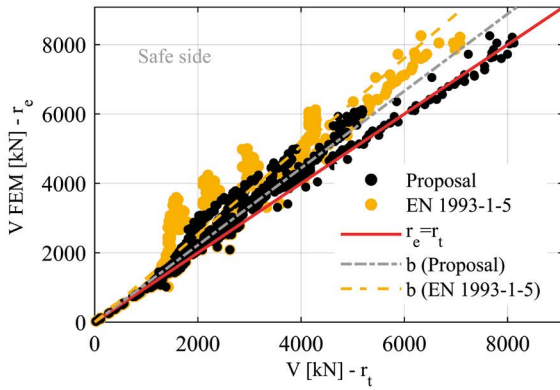
$$V_{z,f} = N_{x,f} \cdot \tan(\Phi) \quad (3)$$

$$V_{Mod} = |V_{Ed} - V_{z,f}| \quad (4)$$

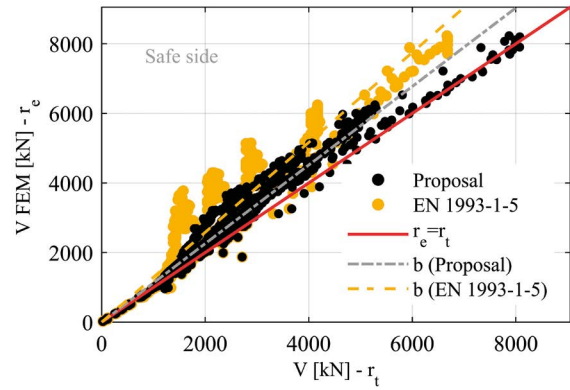
In figure 10 numerical results are compared with the results of the proposal and EN 1993-1-5 for different angles of the panel (Φ). On the x-axis values obtained by the resistance models are indicated and on the y-axis values derived from the numerical simulations. The red line shows $r_e = r_t$, which means the resistance of the model is equal to the numerical resistance.

It should be mentioned for the verifications the partial factors have been assumed γ_{M0} and γ_{M1} equal to 1.0 and the buckling coefficients are calculated on the safe side assuming the panel as a rectangular with the larger width (b_2) using the formula in EN 1993-1-5 [8].

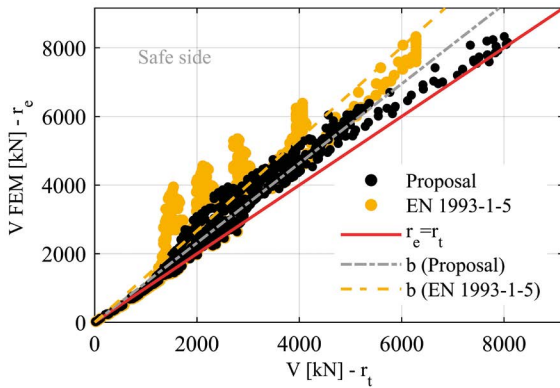
a) $\Phi=10^\circ$



b) $\Phi=12.5^\circ$



c) $\Phi=15^\circ$



c) $\Phi=17.5^\circ$

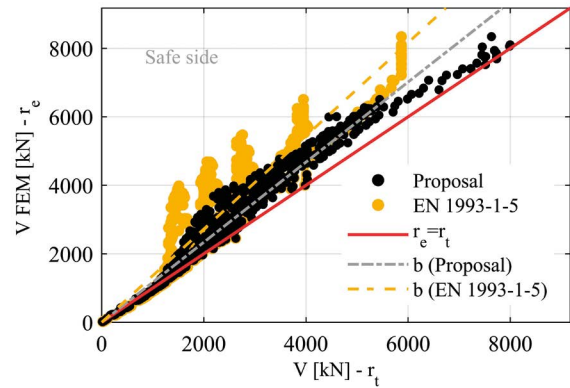


Figure 10. Comparison of the results of the EN 1993-1-5 and of the proposal with numerical results.

The results of EN 1993-1-5 and the proposal are generally on the safe side. Also, with increasing the angle EN 1993-1-5 gives more conservative results, while the proposal leads to a narrower distribution in comparison to EN 1993-1-5 and to more economic results. This proposal has been implemented in the second draft of EN 1993-1-5.

4.4 EN 1993-1-8

The use of high strength steels (HSS) represents one of the main development for modern steel structures. However, for the particular situation of joining HSS elements the present design rules, e.g. in EN1993-1-8 are in many cases inadequate because the recent rules are developed for standard steels and then transferred to high strength steels. In the frame of three research projects including a high number of tests for fillet welds a realistic and coherent design model for determination of the load carrying capacity of welded connections made of HSS has been developed and meanwhile is accepted for the future version of Eurocode 3 by TC250 / SC3.

For EN 1993-1-8 an important change concerns the load bearing capacity of fillet welded connections of high strength steels. Based on several research projects [12], [13] new correlation factors β_{w} have been defined for steels S460 and S690 to achieve a constant level of safety. This results in improved load bearing capacity for S460, but re-

duced load bearing capacity of S690. Correlation factors of S420 to S700 have been chosen accordingly. In addition based on [14] a new formula has been introduced, which differentiates between $f_{u,PM}$ (parent material) and $f_{u,FM}$ (filler material), see Eq. 5.

This design model can be used for fillet welded connections of steel grades equal to or greater than S460 and with different parent and filler metal strength.

For matching or overmatching butt welds made of high strength steels an adjustment of the present design rules has not yet been carried out. The current design rules according to EN 1993 require a verification of the adjacent cross-sections of the member according EN 1993-1-1 only. For butt welds with HSS undermatching connections are permitted and the verification should consider the filler metal strength, but a detailed procedure is not given.

In addition, typically failure modes of butt welds of HSS with strength $>S460$ occur in the seam or in the heat affected zone as shown in several research projects.

However, the design of full penetration butt welds is usually carried out in the parent metal and not in the seam or the heat affected zone. The load carrying capacity of welds, which showed failure in the seam or the heat affected zone, was sometimes lower than the strength of the parent metal. Therefore, the current rules for full penetration butt welds of HSS seem to be insufficient.

$$\sqrt{\alpha_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)} \leq \frac{0.25 f_{u,FM} + 0.75 f_{u,PM}}{\beta_{w,mod} \gamma_{M2}}$$

where $f_{u,PM}$ nominal ultimate tensile strength of the parent metal (weaker part joined)
 $f_{u,FM}$ nominal ultimate tensile strength of the filler metal, see table 6 or EN ISO 2560, EN ISO 16834 and EN 18276
 $\beta_{w,mod}$ is a modified correlation factor that depends on the filler metal strength, see table 6

TABLE 6. Ultimate strength of filler metals $f_{u,FM}$ and modified correlation factor $\beta_{w,mod}$ [15]

Filler metal strength class	42	46	69	89
Ultimate strength $f_{u,FM}$ [N/mm ²]	500	530	770	940
Correlation factor $\beta_{w,mod}$ [-]	0.89	0.85	1.09	1.19

For filler metals different to those given in table 6 the correlation factor should be taken conservatively according to the given values.

A German research project [16] has started with the objective to investigate butt welds made of high strength steel under various influence parameters in order to avoid a premature failure. In order to guarantee and promote an economic, future-oriented and resource-saving application, it is necessary to develop efficient design rules and processing guidelines also for butt welds.

The experimental investigations of [16] focus on welds on steel S690 with plate thickness $t=10\text{mm}$ and $t=20\text{mm}$ and different filler metals. In order to examine the problem of a reduced load carrying capacity of high strength steel, reference tests were also carried out on butt welds of steels of S460ML.

The failure of the reference tests always occurred in the parent metal and the determined load carrying capacity corresponds to the strength of the parent metal.

The experimental investigations on butt welds of steel S690 show that the load carrying capacity of the butt welds are slightly lower than the parent metal. The failure of these butt welds occurred in the heat affected zone or, for example for undermatching connections, in the filler metal and not in the parent metal. So the problem of a reduced load

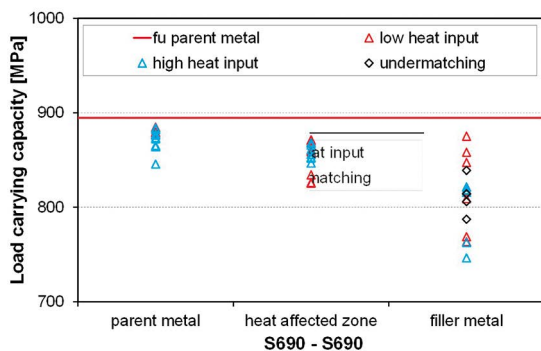


Figure 11. Location of failure of butt welds on high strength steel S690 with plate thickness $t = 20\text{mm}$.

carrying capacity of high strength steel with strength higher than 460 MPa could be confirmed according to the experimental results.

In figure 11 the location of failure for each connection has been listed. The results show that the load carrying capacity of the butt weld depends on the location of failure. Due to the lower strength the failure occurs in the softening zone which leads to a lower load carrying capacity of the butt weld. In addition, it can be observed that the failure of butt welds on steel S690 with high heat input frequently occurs in the heat affected zone or in the filler metal.

The first experimental results show that it is necessary to develop an adapted design concept for butt welds on higher strength steels to take into account the different failure modes. The development of the design concept is currently in progress.

4.5 EN 1993-1-9

In future, EN 1993-1-9 will distinguish between *fatigue design concepts* representing the design philosophies (such as damage tolerant concept and safe-life concept) and different *fatigue design methods* that are the tools used for the design concepts. A major change is the introduction of specific recommendations for other stress-based design methods, in particular the hot-spot stress method and the notch stress method, besides the well-known nominal stress method. To distinguish between the different stress methods, a far more precise stress definition has been added to clarify how hot-spot and notch stresses have to be computed.

As before, the main document of EN 1993-1-9 focuses on the fatigue verification based on the nominal stress method because of its great practical importance. Particular annexes are additionally provided for the hot-spot stress method and the notch stress method.

A further great change concerns the detail tables which are the heart of the nominal stress method and that have been completely revised (figure 12). Up to now the tables have represented the corresponding details in descending order of detail category. As a consequence, all details of a table are more or less mixed. In contrast, for user-friendliness the revised tables treat the details one after another. The user finds a better illustration and an improved and clarified compilation of different execution qualities and associated detail categories for each detail.

As before, the tables open with a column 'detail category' followed by a column 'constructional detail' with illustrations. In comparison to the current standard, the illustrations have essentially been reworked. For many constructional details, the illustrations have been scaled up to clearly point out the spot of potential fatigue failure and to support the literal characterisation in column 'description'. Moreover, a column 'symbol' is added for welded details to indicate the appropriate weld quality compatible with the considered detail category. The introduction of weld symbols facilitates the communication between design office and workshop and far better prevents from misunderstandings.

In general, the usage of the detail tables requires a weld quality level B according to ISO 5817, an accredited assignment of personnel and an extent of non-destructive test-

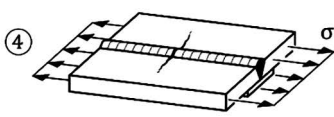

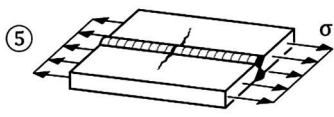

Detail category	Constructional detail	Symbol	Description	Supplementary Requirements
112			④ Automatic or fully mechanised butt welds, welded from one side, with a continuous root backing, without stop-starts	
100			as forementioned, but with stop-starts or manual butt welds	
125			⑤ Butt welds, welded from both sides, ground flush parallel to load direction, without stop-starts	Extent of NDT according to EN 1090-2: 100%.
112			as forementioned, but no grinding	
90			as forementioned, but with stop-starts	

Figure 12. Revised detail table for built-up members (draft).

ing (NDT) as specified by EN 1090-2. Therefore, the last column of the tables only contains supplementary requirements beyond the specifications of EN 1090-2.

5. SUMMARY AND CONCLUSIONS

Within this paper, the normative evolution for steel structures in the frame of the development of the 2nd Generation of Eurocodes is shown. Thereby, the revision process in the frame of Mandate M/515 of the Eurocodes in general and the 20 parts of EN 1993 in specific is described aiming at improvement and harmonisation of the existing codes. Besides the general revision and maintenance of the Eurocodes, the technical review of some selected technical issues is explained. They represent also some of the new developments based on recent research, which open new chances for application and further development of design of steel structures, e.g. for the application of high strength steels. Steel structures form competitive structural solutions that are well equipped for the future also due to diverse international research activities and common harmonised efforts for the implementation in the future codes.

References

- [1] CEN TC250 N993, Response to Mandate M/515 (Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of structural Eurocodes) 'Towards a second Generation of EN Eurocodes', Brussels, May 2013.
- [2] CEN TC250 N1250: Policy guidelines and procedures (Version 8), Brussels, April 2019.
- [3] CEN TC250 N2391 CEN TC250 Chairmen presentation London meeting 21-22 November 2019, 2019.
- [4] prEN 1993-1-1:2020: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, Draft as proceeded to CEN-Enquiry, CEN TC250 SC3 N3022
- [5] DIN 18800-2:2008-11: Stahlbauten; Stabilitätsfälle; Knicken von Stäben und Stabwerken.
- [6] Knobloch, M.; Kuhlmann, U. (2020) Simplified method for lateral torsional buckling – consistent model for welded beams at ambient and elevated temperatures. Project AiF/IGF: 19439 N, 01.04.2017 – 01.04.2020.
- [7] Schaper, L.; Jörg, F.; Winkler, R.; Kuhlmann, U.; Knobloch, M. (2020) The simplified method of the equivalent compression flange, Steel Construction 12, (4), 264-277.
- [8] EN 1993-1-5; Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements (October 2006).
- [9] Simões da Silva, L., Kuhlmann, U., Može, P., Pedro, J. O., Hendy, Chr. et al. (2015) Optimal and aesthetic design of curved steel bridges (OUTBURST). Research Fund for Coal and Steel, Grant Agreement No. RFCS-2015-709782.
- [10] Pourostad, V., Kuhlmann, U. (2018) Experimental investigations on girders with non-rectangular panels, Eighth International Conference on Thin-Walled Structures - ICTWS 2018-Lisbon, Portugal, July- 2018.
- [11] Pourostad, V., Kuhlmann, U (2019) Experimental and numerical investigations of unstiffened steel girders with non-rectangular panels subjected to bending and shear, The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures - SDSS 2019-Prague, Czech, September- 2019.
- [12] Kuhlmann, U., Vormwald, M., Werner, F., Köhler, G. et al. (ed. FOSTA Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V.) (2008) Forschungsvorhaben P 652: Wirtschaftliche Schweißverbindungen höherfester Baustähle. Düsseldorf: Verlag und Vertriebsgesellschaft. (in German), ISBN 3-937567-69-0, 2008.
- [13] Kuhlmann, U. Rasche, C. (ed. FOSTA Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V.) (2014) Forschungsvorhaben P 812: Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen höherfester Baustähle S690 im Stahlbau. Düsseldorf: Verlag und Vertriebsgesellschaft. (in German), ISBN 978-3-942541-11-4, 2014.
- [14] Rasche, C. (2012) Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen höherfester Baustähle, (in German), Dissertation No. 2012-1, Institute of Structural Design, University of Stuttgart, 2012.
- [15] prEN 1993-1-8:2020, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, draft version 2020-02-06, CEN TC250 SC3 N3029.
- [16] Bergmann J.P, Hildebrand J, Kuhlmann U, Spiegler J, Keitel S, Mückenheim U. (2020) Tragfähigkeit von Stumpfnähten höherfester Stähle im Stahlbau. Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF), DVS-Nr.: 09.083, Research Project, Runtime 2017-04-1 until 2020-03-31 (in German).

Ampliación del puente de Rande. Proceso de montaje del nuevo tablero

Rande Bridge Expansion. Erection Process of the New Deck

Héctor Bernardo Gutiérrez^a, Juan José Consuegra Pérez^b, Felipe Tarquis Alfonso^a,
Conchita Lucas Serrano^c, Fátima Otero Vieitez^d

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gGRAVITY S.A., Madrid, España

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Vías y Construcciones S.A., Madrid, España

^c Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Jefa del Servicio de Estructuras, Geotécnica
y Obras Marítimas. gGRAVITY S.A., Madrid, España

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Directora General de Grandes Proyectos y Servicios Técnicos. Grupo Puentes

Recibido el 31 de mayo de 2019; aceptado el 19 de junio de 2020

RESUMEN

El puente de Rande es un punto de cruce esencial en la zona de la ría de Vigo. Durante los trabajos para su ampliación era imprescindible que todos los trabajos necesarios para construir la misma no interrumpieran el tráfico ni afectasen el entorno marino del estrecho de Rande. Por esta razón, el método de construcción del nuevo tablero tuvo por objeto minimizar las restricciones de tráfico manteniendo siempre un carril abierto en cada sentido y el no afectar el entorno, cumpliendo con las limitaciones impuestas por el puente existente. Esta comunicación presenta los detalles del método empleado a fin de lograr cumplir con estas exigencias a la par que conseguir un plazo de obra adecuado.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Puente, atirantado, Rande, ampliación, proceso constructivo.

ABSTRACT

The Rande Bridge is an essential crossing point in the area of the Vigo Estuary. During the expansion works carried out it was essential that all the needed works did not affect neither the passing traffic nor the marine environment of the Rande Strait. For this reason, the construction method selected for the erection of the new deck was double aimed to minimizing traffic restrictions, always maintaining at least one lane open in each direction, and to not affecting the surrounding environment. These objectives were also conditioned by the limitations imposed by the existing bridge. This paper presents the details of the erection method selected to meet both these requirements and a proper schedule.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Bridge, cable-stayed, Rande, expansion, erection process.

1. INTRODUCCIÓN

La AP-9, o autopista del Atlántico, es una vía estratégica de comunicación que vertebra la comunidad autónoma de Galicia de norte a sur, sirviendo de nexo entre las ciudades de Vigo y Pontevedra. De todas sus estructuras, destaca, sin duda, el

puente de Rande, construido entre 1973 y 1977 y puesto en servicio al tráfico en febrero de 1981.

En el año 2006, coincidiendo con el 25º aniversario de su entrada en servicio, la Intensidad Media Diaria (IMD) de vehículos que circulaban por el puente alcanzó los 47 000 vehículos, cifra que continuó incrementándose y acercando esta in-

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: hbernardog@ggravityeng.com (Héctor Bernardo Gutiérrez).

fraestructura a su capacidad límite, con los problemas que ello conlleva en cuanto a la sensibilidad del tráfico a cualquier tipo de incidencia y su influencia en la fluidez de la circulación. A la vista de esta circunstancia, la concesionaria de la Autopista encargó un proyecto para la ampliación del puente pasando de 4 a 6 carriles de circulación, además de acometer una renovación integral de la misma para extender su vida útil más allá de la inicialmente prevista.

El proyecto de ampliación del puente de Rande consiste en adosar dos tableros adicionales a cada lado del existente. Estos nuevos tableros se debían colocar por la cara externa de los pilonos para evitar interferencias. Por tanto, no hay continuidad entre los carriles originales y los de la ampliación, excepto por las seis plataformas de emergencia y evacuación que conectan el tablero nuevo y el antiguo, y que están distribuidas a lo largo del vano principal.

Los nuevos tableros laterales cuentan con una anchura de 7.35 m y un canto de 2.40 m. Están suspendidos de nuevos tirantes anclados a la coronación de los pilonos existentes reproduciendo el patrón de los tirantes originales. No obstante, los tableros de la ampliación también están conectados estructuralmente a la plataforma existente mediante celosías que terminan en una unión articulada. En términos generales, el nuevo esquema estructural intenta reproducir el original, pero con algunas peculiaridades resultantes del hecho de que los tableros nuevos y el original están conectados, por tanto, interactúan para crear un nuevo sistema estructural [1].



Figura 1. Vista del puente ampliado.

La ejecución de las actuaciones previstas en el proceso constructivo debía llevarse a cabo desde unas premisas fundamentales que, a la postre, han condicionado la construcción de la obra [2]:

- Una nula afección al tráfico rodado sobre el puente y sus accesos.
- El tráfico debía circular con la máxima seguridad durante los trabajos de ampliación.
- Nula afección medioambiental a la ría de Vigo.
- Máximo aprovechamiento de la capacidad resistente del puente actual.
- Plazo de ejecución extraordinariamente ajustado para una obra de estas características.

El presente trabajo aborda los trabajos de ampliación del tablero, siendo estos los últimos en realizarse una vez se hubie-

ron ampliado las torres principales y las pilas estribo. Aquí nos limitaremos a la exposición del método constructivo elegido desde una perspectiva holística.

2. CONDICIONANTES PREVIOS DEL PROCESO DE MONTAJE

A las premisas fundamentales citadas en el apartado anterior debían añadirse una serie de condicionantes adicionales, a saber:

- Necesidad de conectar la geometría de los nuevos tableros al existente con un número de puntos de unión de dovela superior al habitual.
- Imposibilidad de colocar medios de elevación pesados en el tablero existente.
- Incertidumbre sobre el estado tensional de los tirantes existentes.
- Imposibilidad de independizar el avance desde las dos torres por la presencia del tablero existente.
- Dificultad de colocación de las dovelas iniciales.
- Amplitud de los movimientos del nuevo tablero en construcción, superando los giros admisibles en los anclajes de los nuevos tirantes.

3. DEFINICIÓN DEL PROCESO DE MONTAJE

3.1 Aspectos previos

El método de construcción más habitual en puentes atirantados es el conocido como avance en voladizo. Este método consiste en la construcción del tablero en porciones transversales, denominadas dovelas, apoyándose en la parte de puente ya construida. Habitualmente estas dovelas tienen una longitud igual a la distancia entre dos tirantes consecutivos y para su instalación se pueden usar métodos de ensamblaje en altura (como los empleados en la construcción del puente de Rande original) o de elevación de las dovelas completas una vez ensambladas en otras instalaciones. El segundo método tiene la ventaja de disminuir el número de operaciones de ensamble, soldadura y/o atornillado a realizar en altura, aumentando la productividad y la calidad del tablero final. Sin embargo, la magnitud y el tamaño de las piezas a izar requieren de medios de elevación específicos cuyo peso y coste supone una parte muy importante del total de la construcción. Adicionalmente, los esfuerzos introducidos en el tablero ya construido durante estas operaciones habitualmente requieren de refuerzos y análisis específicos más allá de los necesarios para garantizar el correcto funcionamiento del tablero como conductor de tráfico rodado.

El utilizar el propio tablero construido como apoyo para las nuevas partes también supone una complicación desde un punto de vista geométrico, pues la estructura sufre configuraciones de carga muy importantes en diferentes estados de construcción. Resulta complejo por tanto el conseguir la geometría final requerida y este aspecto es crucial durante la construcción, pues

frecuentemente las dovelas colocadas han de situarse en posiciones ligeramente diferentes de las teóricas para poder acomodar errores de construcción, diferencias en el comportamiento de la estructura ya construida o las lógicas desviaciones asociadas a las tolerancias de fabricación y posicionamiento.

En el caso de la ampliación del puente de Rande no había otra solución distinta al avance en voladizo puesto que la estructura existente no era capaz de soportar el peso de los tableros de la ampliación sin la colaboración de los nuevos tirantes. Por tanto tan solo restaba definir el método de ensamblaje de cada dovela que conformaba un voladizo.

En este caso, la configuración en viga cajón elegida para el proyecto de la ampliación hacía que el ensamblaje y soldadura en altura por piezas fuese totalmente desaconsejable dada la gran cantidad de soldadura necesaria y la dificultad para garantizar un adecuado control geométrico. Por tanto, los 704.58 m de cada tablero de la ampliación se dividieron en dovelas transportables y manejables a fin de poder elevarlas a su posición definitiva. Se definieron dovelas tipo de 21.06 m más una serie de unidades especiales correspondientes a las iniciales y a las de cierre.

Como ya se ha detallado en otros trabajos [2, 3], el hormigonado de la losa de hormigón se realiza tras haber procedido a la instalación y tesado inicial de los tirantes. La decisión de realizar este hormigonado en cada dovela y no esperar al final del montaje como estaba previsto inicialmente tenía un doble motivo: por un lado poder proveer una superficie de trabajo por detrás del frente de avance, aspecto muy importante pues recordemos que no se podía hacer uso del tablero existente. Por otro, el volumen de hormigón usado en cada hormigonado se redujo significativamente, minimizando las restricciones de tráfico a tan solo unas horas durante la noche dando cumplimiento a una de las premisas iniciales.

3.2 Diseño conceptual de los elementos auxiliares de izado

Elegido el método del avance en voladizo con izado de dovelas completas se presentaba un problema que tampoco se encuentra habitualmente en la construcción de puentes atirantados de nueva factura y que es dónde situar el elemento auxiliar de izado de las cargas. En un puente de nueva construcción, y de no usarse medios de elevación externos tales como grúas, el dispositivo elevador de cargas, habitualmente conocido como carro de izado, solo puede situarse en el extremo construido del voladizo en ejecución. En el caso del puente de Rande, además de este voladizo se tiene el tablero existente, el cual proporciona una plataforma inmejorable para situar un elemento de izado. Sin embargo las innegables ventajas de tener una plataforma cercana se ven afectadas de los no pocos condicionantes que dicho tablero pone a la construcción.

En primer lugar la capacidad del tablero existente es limitada. No olvidemos que en todo momento se debía mantener el tráfico en el puente, por lo que parte de su capacidad está reservada a la carga de uso. Además, su estructura no se diseñó pensando en una futura ampliación, por tanto la resistencia de sus elementos es relativamente limitada. Un carro de elevación suspendido únicamente del tablero existente, si bien técnicamente posible, era una opción que hubiese requerido de refuerzos de su estructura dado lo elevado del peso del propio carro. En segundo lugar, el hecho de cargar el tablero con un peso tan elevado como el de una dovela del nuevo tablero,

induce una deformación del puente existente que inevitablemente se transmite también a la nueva estructura, que se encuentra conectada por medio de las rótulas de unión. En otras palabras, el comportamiento de la nueva estructura se ve afectado por el de la existente y viceversa, lo cual introduce una variable adicional a la hora de predecir y controlar la geometría del nuevo tablero, factor muy importante en puentes de nueva construcción [4] pero que se vuelve fundamental a la hora de replicar una geometría ya existente.

Por otro lado, la opción de izar las nuevas dovelas utilizando para ello un carro apoyado exclusivamente en la parte construida de la ampliación también tenía una serie de desventajas que desaconsejaban dicha opción. La particular configuración del atirantamiento de la ampliación, dejando la plataforma de rodadura a modo de voladizo y descargando por tanto los tirantes existentes, si bien presenta ventajas para la estructura existente, lleva implícita una gran flexibilidad transversal del tablero de la ampliación. El introducir el peso de un carro de izado más el peso de la propia dovela, con un radio de izado superior a los 10 m, suponía un giro y descenso inaceptables geoméricamente para el funcionamiento de la maquinaria de elevación. Asimismo magnificaba enormemente la problemática relacionada con el control de la geometría. Adicionalmente, la estructura de la ampliación debería haberse reforzado convenientemente para aceptar las cargas de construcción.

Por estos motivos se decidió escoger una opción intermedia entre la de izar apoyándose exclusivamente en el tablero original o la de hacerlo limitándose exclusivamente al nuevo. Dicha opción utilizaba dos carros de izado que compartían el peso de la dovela a izar repartiéndolo entre las dos estructuras. El primero de ellos, llamado carro trasero, se situaba en el frente de la última dovela construida del tablero de la ampliación, en la misma manera de un carro tradicional, con la salvedad de un reducido peso y complejidad, habida cuenta de que solo debía izar aproximadamente la mitad del peso de una dovela tipo. El segundo, llamado carro delantero, se situaba anclado bajo el tablero existente, y era un carro compartido para ambos lados de la ampliación. Su estructura era más complicada que la de los carros traseros, al igual que su peso, pero su posicionamiento en el lugar adecuado permitía maximizar la capacidad resistente del tablero existente a la par que izar dos dovelas al mismo tiempo, una de cada lado.

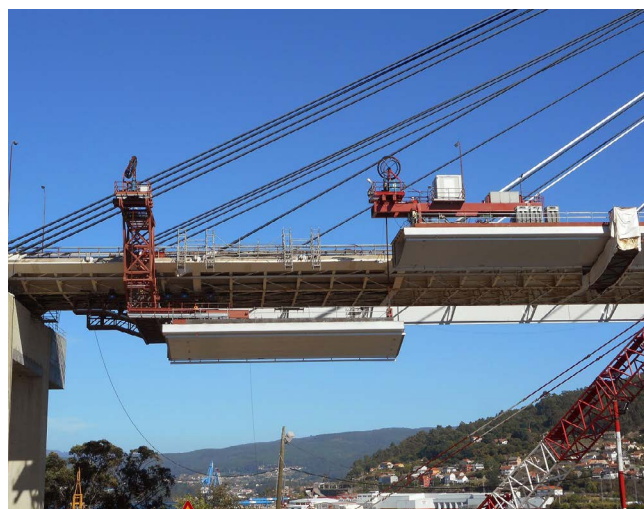


Figura 2. Izado compartido entre los dos carros.

3.3 Fases constructivas

El proceso final elegido constaba de las siguientes fases:

- Carga y transporte de dovela a izar.
- Izado por medio de carros auxiliares de izado.
- Soldadura parcial de la dovela.
- Conexión de las rótulas al tablero existente.
- Liberación de los carros de izado.
- Instalación y tesado inicial del tirante.
- Instalación de la ferralla y hormigonado de la losa superior.
- Avance de los carros de izado.
- Finalización de la soldadura.

4.

ELEMENTOS AUXILIARES DE MONTAJE

4.1 Dovelas iniciales

Una vez elegido el método de construcción para las dovelas tipo y los medios auxiliares necesarios restaba planificar la instalación de algunas dovelas singulares, como eran las iniciales y las finales, es decir, las que dan comienzo a la construcción del puente, permitiendo la instalación de los carros de izado, y las que proveen de continuidad al tablero uniendo los diferentes tramos en que se divide para su construcción.

Las primeras, llamadas dovelas cero, serían la plataforma de arranque para el resto de medios auxiliares. Se trata muy habitualmente de dovelas singulares en cuanto a configuración y tamaño. En el caso del puente de Rande, la falta de vinculación entre las torres y el tablero evita diferencias significativas entre estas dovelas y el resto. Sin embargo, esa misma falta de vinculación obligaba a instalar un mínimo de tres tirantes para conformar una estructura estable por sí misma, dando lugar a una dovela de 45 m de longitud.

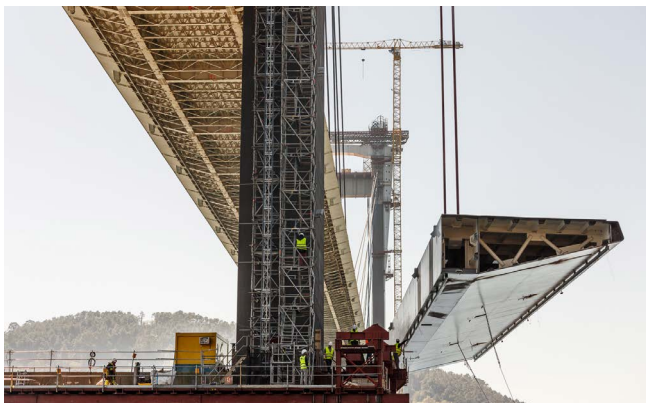


Figura 3. Izado de una dovela inicial.

Dado que en el momento de su colocación no existe tablero sobre el que colocar los carros de izado traseros y que, por motivos de peso, no era posible el izado con dos carros delanteros hubo de utilizarse un sistema independiente para la colocación de estas dovelas. Este sistema consistió en el mismo pórtico de izado situado sobre las torres de atirantamiento que ya fue utilizado para la ejecución de los trabajos del cabecero y descrito en [5]. Por capacidad estos pórticos eran capaces de

levantar estas dovelas y mantenerlas suspendidas hasta que los tres tirantes requeridos eran instalados a una fuerza adecuada.

Dada la longitud de la pieza izada (45 m), el escaso apoyo disponible (cara exterior de las torres) y lo inestable de la configuración, se hizo necesario disponer de un sistema de guiado que permitiesen mantener la posición en planta de las piezas durante su izado, de manera que no se produjesen giros ni desplazamientos incontrolados. Esta circunstancia era especialmente importante en el lado donde se ubicaban las grúas torre auxiliares, pues las dovelas tenían un hueco que permitía el paso del fuste de la grúa a fin de poder mantener esta operativa hasta el final del proceso cuando, tras su retirada, se procedía al cierre de dicho hueco. Este sistema de guiado de la posición consistía en una combinación de apoyos en el paramento de las torres y un sistema de dos cables cruzados que inducían la compresión de la dovela contra la cara de la pila a la vez que impedían su giro de eje vertical.

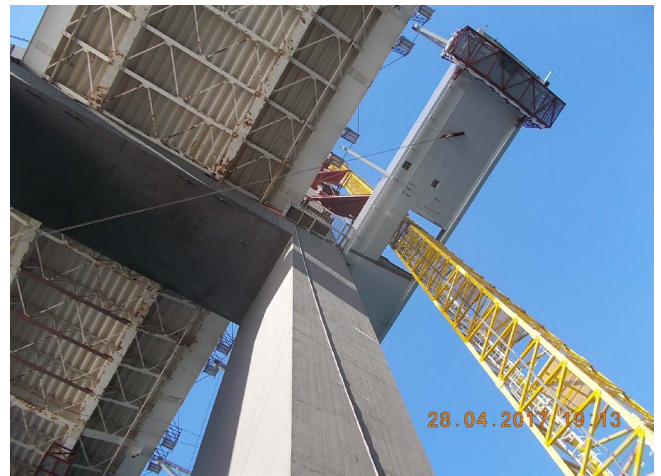


Figura 4. Hueco en dovela inicial para paso de grúa torre.

Los dispositivos de guiado de apoyo en la pila consistían en unos soportes metálicos con ruedas de apoyo que permitían su deslizamiento sobre la superficie del hormigón. El contacto se garantizaba por el propio peso de la dovela y por la componente horizontal del tiro de los cables de arriostamiento. Sin embargo, en las caras frontal y trasera de los pilonos la reacción se proporcionaba por medio de un dispositivo hidráulico que se encargaba de mantener una fuerza constante entre las ruedas y el paramento a la vez que resultaba en un par de fuerzas autoequilibrado y permitía adaptarse a la variación del paramento, originada por las dimensiones variables de la sección transversal de las torres.

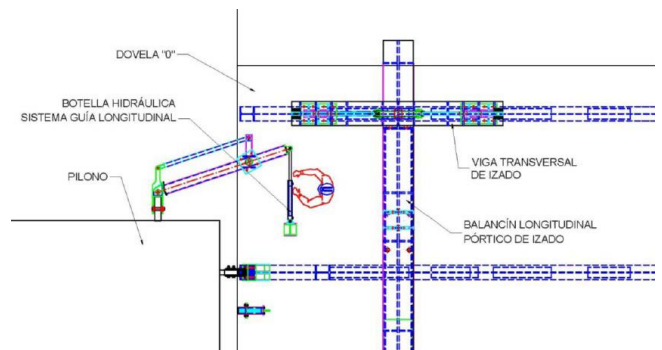


Figura 5. Sistema de guiado longitudinal adaptable a la pila.

Por su parte, el sistema de cables instalado se configuró en planta formando una cruz a 40°, mientras que su ángulo y longitud variaban a medida que la posición vertical de la dovela cambiaba. Para poder proveer una tensión constante y equilibrada entre los dos cables se desarrolló un sistema en configuración de reenvío simple, con un extremo situado en unos cabrestantes fijados a la cimentación y el otro en un dispositivo hidráulico de control de tensión que aseguraba que los cabestrantes siempre proporcionaban la misma carga y que ambas estaban equilibradas para no introducir giros en la dovela. La baja velocidad ascensional de la maniobra ayudaba al funcionamiento sincronizado del sistema.

Por último, las dovelas se suspendían por medio de un balancín de izado con posibilidad de ajuste de la posición en el sentido transversal para ajustarse a la incertidumbre lógica del centro de gravedad de la dovela, de manera que se eliminasen los giros producidos por esta circunstancia.

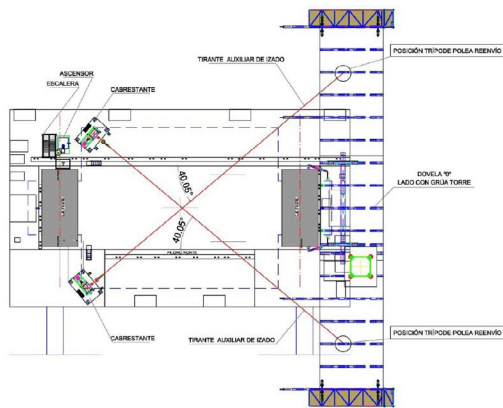


Figura 6. Sistema de guiado y arriostamiento transversal por medio de cabrestantes.

4.2 Dovelas tipo

Las dovelas tipo comprendían el mayor número de todas las instaladas y requirieron el diseño y fabricación de 4 unidades de carro delantero (1 por frente) y 8 trasero (2 por frente).

4.2.1. Carro inferior delantero

El diseño del carro delantero se veía condicionado por la limitación a su peso impuesta por el tablero existente (100 toneladas) y por la necesidad de ser único para los dos lados de la ampliación. Se diseñó como una estructura en celosía consistente en dos cerchas de 30 m de longitud total separadas entre ellas 2.40m. Las celosías estaban fabricadas con perfiles HEB y configuradas en módulos conectados por uniones atornilladas de manera que fuese sencillo su suministro y montaje en obra.

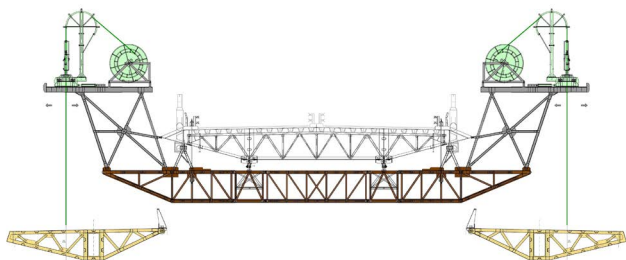


Figura 7. Carro inferior delantero.

Sobre los extremos de las cerchas se sitúan dos estructuras en torre y voladizo que permitían acoger en ellas los gatos de izado en la vertical de la dovela a elevar y a una altura adecuada para permitir la elevación a la cota final.

Durante su movimiento el carro se desplazaba gracias a un sistema de rodadura formado por cuatro ruedas que se conectaba a la platabanda inferior de las vigas principales del tablero existente y sobre las que se desplazaba una viga carril. Según avanzaba el carro, unos operarios se encargaban de mover las ruedas ancladas a la platabanda por delante del carro. Durante la maniobra de izado de dovelas sin embargo, el carro se suspendía de unas barras de alta resistencia pasantes al tablero y ancladas a yugos situados sobre la losa superior en la zona de hormigón de la viga de arcén, de manera que no se transmitía la carga a la platabanda inferior más cercana a la dovela izada sino prácticamente al tirante. En el lado contrario, la reacción contra dicha platabanda equilibraba el sistema de cargas verticales.

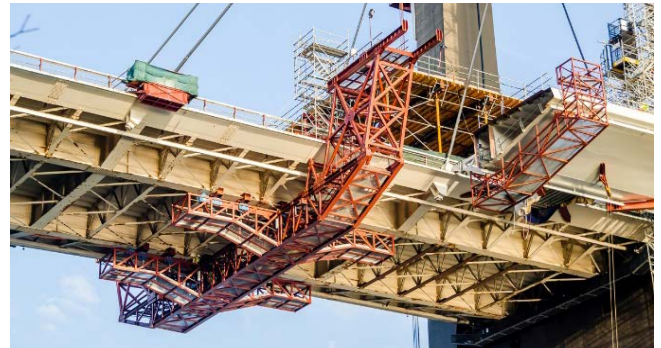


Figura 8. Carro inferior delantero.

Dado que la posición de la dovela izada chocaba contra la estructura del propio carro en el caso de compartir la misma alineación se hubo de diseñar una viga de izado en voladizo que permitiese desfasar la posición longitudinal de la dovela y la del carro. Además, un balancín se encargaba de ajustar la rotación de la dovela debido a la incertidumbre en la posición del centro de gravedad, al igual que ocurría en las dovelas iniciales.

4.2.2. Carro superior trasero

Los condicionantes de diseño del carro trasero no eran tan exigentes como los del delantero. La limitación de peso no era tan estricta y dado que cada tablero de la ampliación se encuentra a un lado de la torre, se habían de diseñar estructuras únicas, disminuyendo la complejidad del mecanismo.

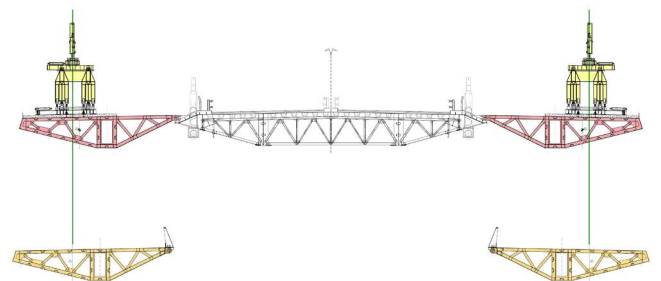


Figura 9. Carros superiores traseros.

La estructura del carro consistía en unas vigas principales encargadas de unirse a la dovela anterior y volar por encima de la

dovela a izar permitiendo la colocación sobre ellas de los dispositivos de izado. En el voladizo frontal se situaba una segunda estructura denominada pieza de izado que permitía un ajuste tanto en longitudinal como en transversal a las vigas principales, de manera que se pudiese ajustar la posición de la dovela.



Figura 10. Carro superior trasero.

El apoyo de las vigas principales del carro se materializaba contra el hormigón del tablero de la ampliación por medio de vigas de apoyo. En el más trasero de los dos se disponía además de un contrapeso a base de bloques de hormigón destinado a compensar el tiro de la dovela izada a fin de equilibrar el vuelco del carro. Ambos apoyos permitían el avance de unas vigas carrileras sobre las cuales se avanzaba el carro a la dovela siguiente con posterioridad a la finalización de los trabajos de hormigonado de la losa.

4.3 Dovelas de extremo

Las dovelas a colocar en ambos extremos de los tableros de la ampliación eran singulares por varios motivos. En primer lugar por su propia geometría, que difiere de la dovela tipo en longitud y peso, ya que varios tirantes se anclan en un espacio reducido y a la vez han de acoger los péndulos de retenida que las unen a la pila estribo. En segundo lugar, no es posible elevarlas de manera puramente vertical ya que la última pieza ha de situarse sobre la pila estribo, siendo por tanto necesaria una operación de ripado longitudinal.

Recordemos, además, que el carro delantero de izado ha de situarse por delante de la dovela a izar, circunstancia que no es físicamente posible en este caso ya que chocaría con la pila estribo. A esto hay que sumarle que no era posible acceder con los medios habituales (pontona) a la vertical de elevación desde la parte inferior del puente en el lado norte, al estar en tierra firme.

En el caso de la Pila de Estribo Norte el problema se solucionó mediante el empleo de una grúa de gran tonelaje que compartía el izado con los carros traseros. Sin embargo, en el lado sur fue necesario desarrollar una estructura auxiliar que permitiese colocar las diferentes piezas metálicas salvando las restricciones mencionadas. Esta estructura consistía en un carro de lanzamiento formado por dos vigas en celosía y un carro superior capaz de deslizarse con las piezas suspendidas. Este carro se apoyaba en su extremo sur sobre el tablero de los viaductos de acceso y en el extremo norte en el propio tablero de la ampliación.

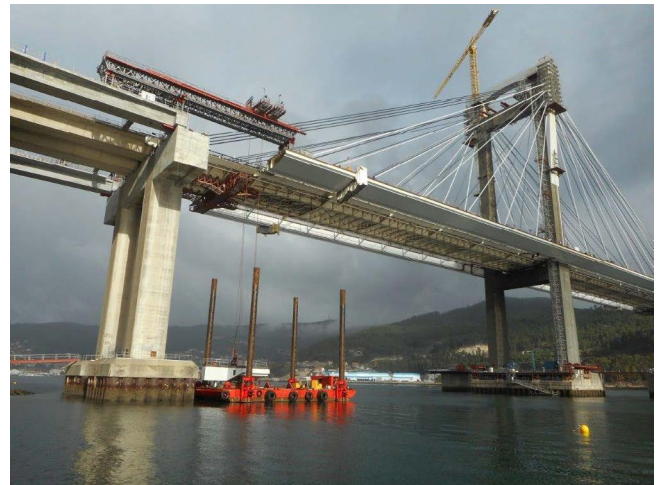


Figura 11. Viga de elevación de dovelas de extremo en el lado sur.

4.4 Estructuras auxiliares

Además de los elementos descritos destinados al izado de las dovelas, se diseñaron y fabricaron un total de 8 carros de soldadura que, suspendidos del tablero de la ampliación, permitían independizar el fin de los trabajos de soldadura y pintura de los carros de izado, proporcionando una superficie de trabajo protegida y segura para los operarios.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1 Fabricación y transporte a obra de dovelas

La fabricación de la estructura metálica es un punto clave de cuya precisión depende en gran medida el éxito de la construcción. Una adecuada planificación de la fabricación, con un proceso de montaje y soldadura adecuado unido a un control exhaustivo de la geometría son garantía de éxito en el montaje en obra. Asimismo, se hace necesario un montaje en blanco que garantice el casamiento de los bordes a unir en obra al igual que lo es disponer de las adecuadas zonas de ajuste destinadas a absorber los inevitables desvíos y errores encontrados durante la construcción.



Figura 12. Fabricación en taller.

Las dovelas tipo de 21.06 m de longitud fueron fabricadas en los talleres que las empresas Emesa y Tallers Dizmar tienen en A Coruña y en Carballiño respectivamente.

Tras el corte y armado de la chapa se procedía a la soldadura, en todos los casos sometidos a una cuidadosa verificación geométrica, donde se verificaba el encaje del frente de cada dovela con la siguiente de manera que, en obra, se garantizase la alineación de los labios de soldadura. Para su transporte, y dependiendo del taller en cuestión, se acometía con la dovela completa salvo por las celosías de unión al tablero existente, o bien dividida longitudinalmente en dos mitades. En todos los casos las dovelas, una vez llegadas a la zona de obra acondicionada al efecto, seguían el proceso de completarlas con las celosías y elementos que quedasen pendientes de manera previa a su acopio y preparación para la carga en una pontona.

5.2 Carga en pontona y transporte a posición de izado

Una vez en obra, las dovelas debían transportarse a la zona de su izado, esto es, la vertical de los carros. Para ello se utilizó una pontona del tipo “Jack-up”, esto es, autoelevable por medio de unas patas llamadas spuds. Esto permite independizarse del estado de la mar durante los trabajos ya que la plataforma conforma una superficie estable.

La carga de las dovelas en la misma se realizaba por medio de una grúa de gran tonelaje en un muelle de carga conocido como “El muelle de la piedra”.

Una vez sobre la pontona, y realizado su trincaje, se procedía al remolque de la misma hasta la posición de izado donde por medio de anclas y cabrestantes se lograba la posición deseada que era fijada, allí donde el calado lo permitía, por medio de los spuds.

5.3 Ensamblaje de dovelas iniciales

Las dovelas iniciales que correspondían a los lados del tablero donde se situaban las grúas torres disponían de un hueco para el paso del fuste como ya se ha mencionado. Para poder materializar este paso era necesario completar el montaje de las dovelas alrededor de la propia grúa lo que imposibilitaba el suministro de los 45 m de dovela completos. Es por ello que estas dos dovelas en particular habían de suministrarse necesariamente en un mínimo de dos tramos que abrazasen la grúa y cuya soldadura debía realizarse bajo la posición definitiva.

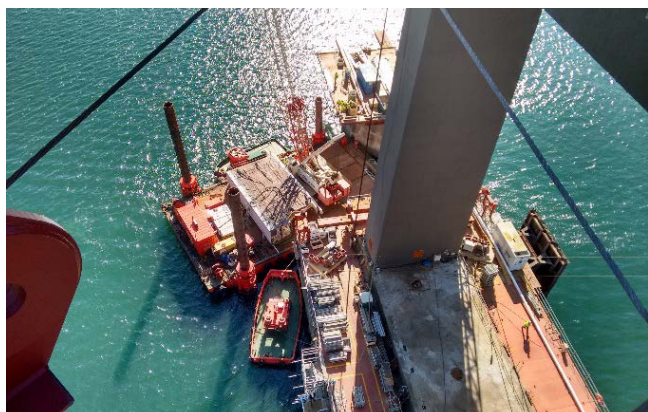


Figura 13. Ensamblaje de las dovelas iniciales en el lado grúa torre.

Finalmente se realizó una división en tres tramos que permitiese su descarga desde la pontona a las plataformas situadas en la base de las torres por medio de una grúa.

5.4 Izado de dovelas

Tras la conexión de los cables de izado a los balancines situados en la dovela se procedía a la toma de carga. Como se ha mencionado ya, la presencia de 4 spud en la pontona permitió aislar la maniobra de toma de carga del oleaje marítimo, facilitando enormemente el proceso y permitiendo el mismo con gran independencia de las condiciones de oleaje. Una vez suspendida de ambos carros de izado la dovela, esta era elevada a su cota utilizando los gatos hidráulicos situados sobre los mismos. Un cuidado control geométrico permitía entonces colocarla en su posición teórica según los cálculos del proceso constructivo [3], momento en el que se comenzaba la soldadura de su extremo trasero a la última dovela soldada con anterioridad. Tras completar un cierto porcentaje de esta soldadura se podía proceder a la soldadura de las rótulas de unión al tablero antiguo.

5.5 Conexión de las rótulas de unión al tablero existente

Las rótulas de unión son las artífices del funcionamiento conjunto y compatibilidad de ambos tableros. Son elementos industriales que gracias a su esfericidad permiten la articulación en tres ejes mientras que restringen los movimientos de traslación. Dado que se debía garantizar una durabilidad suficiente, su ensamblaje se ha realizado en taller, limitándose las actuaciones en obra a la soldadura de unas chapas de gran espesor que las conectan a las ménsulas de celosía que unen tablero existente y ampliación. El diseño de esta conexión soldada ha permitido además, asumir las tolerancias y errores lógicos de toda fabricación metálica a esta escala.

5.6 Instalación de los nuevos tirantes

Unidas las rótulas y las caras de dovela, se procedía a la liberación de la carga en los carros de manera que el peso de la dovela estaba resistido únicamente por el tablero de la ampliación y el existente. En ese momento, se procedía a comenzar la instalación del tirante correspondiente a la dovela en cuestión, con un control completo de la carga en el mismo. Dicha instalación tenía el efecto de recuperar parte de la flecha y el giro ocurridos en la dovela al liberar su peso de los carros.

La instalación de los tirantes se realizó por control de carga, siempre asociado a un riguroso control de la posición del voladizo delantero. A fin de independizar estas mediciones de los movimientos del tablero existente (debidos a tráfico, viento y efectos térmicos) se realizó un estudio topográfico con medición continua del comportamiento del puente bajo las cargas de tráfico y efectos térmicos, de manera que se determinó previamente el momento más adecuado para efectuar las mediciones de control.

Las labores de instalación del atirantamiento se describen con detalle en otro trabajo [6]. Los tirantes se instalaron tesándolos como mínimo a 300 MPa. Esta tensión mínima era necesaria para garantizar el funcionamiento correcto de las cuñas de anclaje y evitar que el tirante pudiese deslizarse. El proceso seguido, en el que los ajustes del tablero se han realizado al final del proceso ha permitido que no haya que realizar múltiples ajustes durante la construcción, ajustes que habitualmente llevan asociadas mordidas del gato de tesado en posiciones muy próximas, lo cual no es admisible.



Figura 14. Detalle de union de la rótula y la dovela.

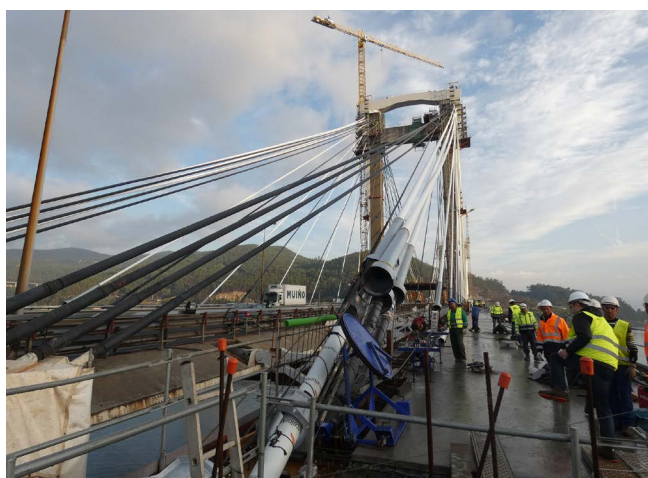


Figura 15. Trabajos de instalación de los tirantes.

5.6 Ferrallado y hormigonado de la losa superior

Con el tirante instalado y tesado a una cierta fuerza, se procedía al ferrallado y hormigonado de la losa de hormigón que completa la sección mixta. Esta labor se veía facilitada por la posibilidad de suministro de personal y materiales desde el tablero de la ampliación ya construido, que formaba una plataforma inmejorable de acceso.

El hormigonado de la losa se realizó siempre en horario nocturno con corte de un solo sentido de circulación, desviando el tráfico por los otros dos carriles del sentido contrario en las horas de menor densidad circulatoria.

5.7 Avance de los carros a la siguiente dovela

Una vez el hormigón de la losa alcanzaba la resistencia requerida y si la dovela del otro lado del tablero estaba completada, se procedía al movimiento de los carros traseros y delanteros. Hay

que tener en cuenta que esta maniobra estaba encajada dentro de una secuencia que involucraba los 8 frentes de avance como se ha explicado en [3], por lo tanto no era completamente independiente.



Figura 16. Trabajos nocturnos de hormigonado de la losa.

Finalizada esta fase se estaba en disposición de acometer una nueva fase de izado hasta completar el total del tablero hasta alcanzar las dovelas singulares de cierre en extremos y en centro de vano.

5.7 Dovelas de cierre del vano central

Las dovelas de cierre del vano central se izaron empleando solo los carros de izado traseros de cada lado tras la retirada de los delanteros. Se emplearon sistemas de bloqueo simples para evitar los movimientos diferenciales entre ambos lados de la dovela. No obstante, a diferencia de lo que suele ocurrir en la construcción de puentes atirantados nuevos, estos movimientos eran reducidos, puesto que las nuevas dovelas ya estaban unidas al puente original, por lo que sus movimientos se encontraban muy restringidos.

5.8 Instalación de la carga muerta y retesado final.

Una vez finalizado el izado e instalación de todas las dovelas, con sus correspondientes tirantes y el hormigonado de la losa, se procedió a la instalación de la carga muerta del tablero, correspondiente al pavimento y las barreras anti impacto. Finalizada esta instalación se hacía preceptivo un retesado de todos los tirantes del puente a fin de conseguir el estado de carga en los mismos y la geometría deseada.

6. CONCLUSIONES

El proceso de construcción del tablero de la Ampliación del puente de Rande se ha llevado a cabo mediante una variación del proceso de avance en voladizo con izado de dovelas completas tradicional, consistente en el reparto del peso de la dovela izada entre dos carros de izado situados uno en el tablero

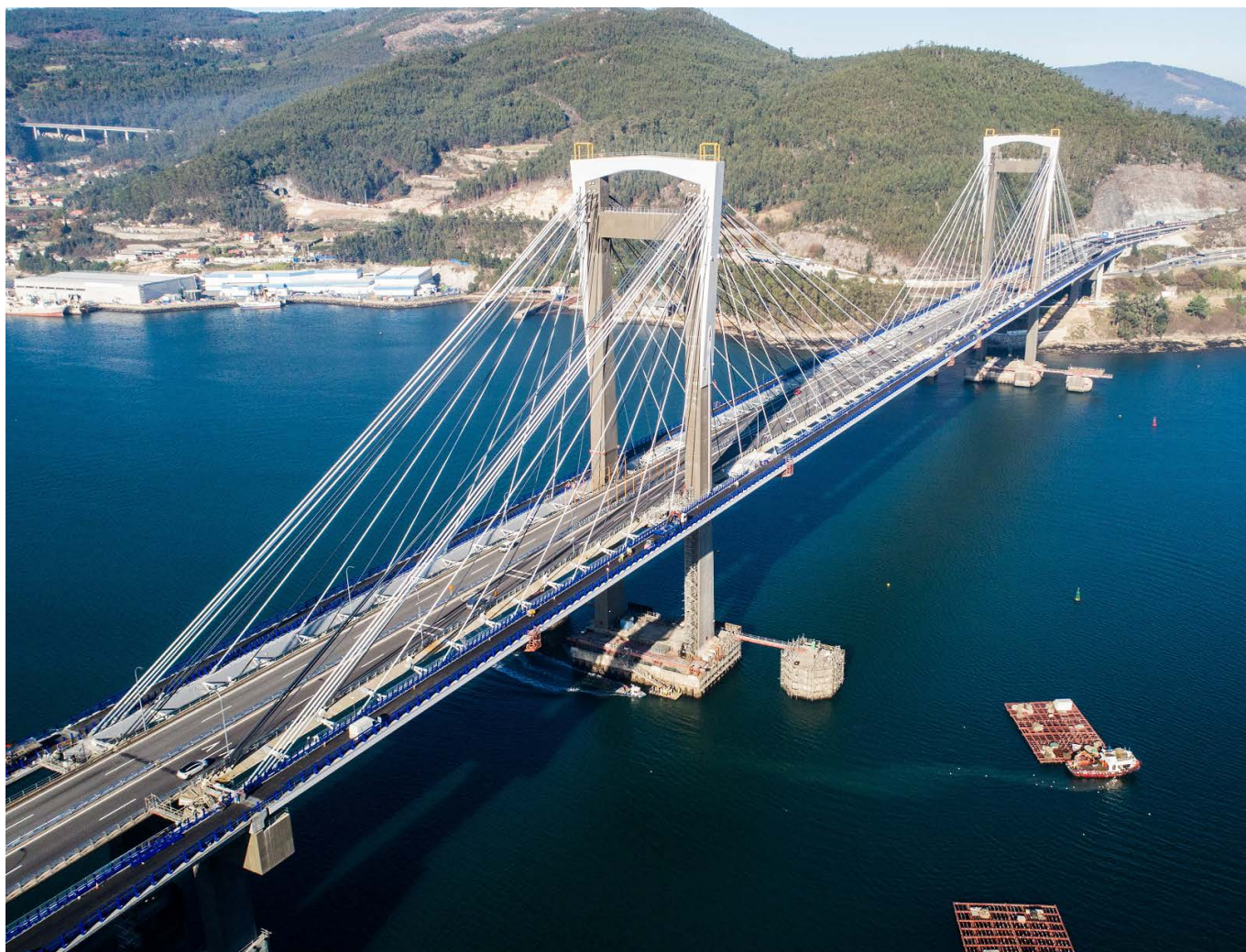


Figura 17. Vista del puente finalizado.

existente y otro en el tablero de la ampliación.

Esto junto con el diseño de los carros de izado, han presentado las siguientes ventajas:

- Se han minimizado los cambios geométricos debido a los carros de izado.
- Los trabajos de tesado y retesado de los tirantes se han reducido y se han evitado los problemas relacionados con la mordida de las cuñas entre dos posiciones cercanas.
- Se ha mejorado el control geométrico de la estructura.
- Se ha reducido el plazo de construcción total.

La eficacia del método seguido permitió completar la obra y abrir al tráfico en diciembre de 2017, cumpliendo con los plazos establecidos con el cliente y alcanzado un destacable periodo de construcción de tan solo 15 meses.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a todas las partes implicadas en este proyecto su colaboración, imprescindible para llevarlo a buen término, en especial al Ministerio de Fomento, AUDASA,

Grupo Puentes, MC2 Estudio de Ingeniería, Julio Martínez Calzón, Manuel Juliá Vilardell FHECOR Ingenieros Constructores, Pondio Ingenieros y APIA XXI.

Referencias

- [1] Serrano Corral, Á. & Rupérez Astarloa, M. (2020) «Ampliación del puente de Rande. Planteamiento general y concepción del proyecto» de *VIII Congreso de ACHE*, Santander, 2020.
- [2] Serrano Corral, Á & Rupérez Astarloa, M. (2020) «Ampliación del puente de Rande. Principios generales y condicionantes del proceso de construcción» de *VIII Congreso de ACHE*, Santander, 2020.
- [3] Corres Peiretti, H., De Cabo Ripoll, J., Sánchez Delgado, J., Tarquis Alfonso, F., Bernardo Gutiérrez, H. & Arroyo Márquez, J. (2020) «Ampliación del puente de Rande. Diseño del proceso constructivo» de *VIII Congreso de ACHE*, Santander, 2020.
- [4] Gozález-Valerio, J.A. & Lucas Serrano, C. (2016) «Control geométrico del tramo atirantado del puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz» *Hormigón y Acero*, vol. 67, nº 278-279, pp. 143-158, 2016.
- [5] Otero Vieitez, F. (2020) «Ampliación de los cabeceros de pilonos en la ampliación del puente de Rande», de *VIII Congreso de ACHE*, Santander, 2020.

- [6] Sánchez de Prado, J., Del Espino Monedero, M., Vilchez Motino, P., Trotin, N. & Gómez Gómez, Z. «Los tirantes de la ampliación del puente de Rande,» de *VIII Congreso de ACHE*, Santander, 2020.
- [7] Bernardo, H., Tarquis, F., Lucas, C., & Viartola, L.M. (2019). Rande Bridge Widening: A 400-m-Span Cable-Stayed Bridge Expansion. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 24(4).
- [8] Serrano-Corral, Á., Ruperez-Astarloa, M., Alonso-López, J.C., & Rodríguez-Muñoz, D. (2019). Widening of the Cable-Stayed Bridge Over the Rande Strait in Spain. *Structural Engineering International*, 29(4), 547-550.

Proyecto del puente extradosado sobre el río Barrow

Design of the Extradosed Bridge over River Barrow

Miguel Ángel Astiz Suárez^a, Lucía Blanco Martín^b, Marcos Sánchez Sánchez^c,
Guillermo Ayuso Calle^b, Miguel Ángel Gil Ginés^b, Raúl González Aguilar^b

^a Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S. L., Madrid & Universidad Politécnica de Madrid

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

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Arup, Dublin

Recibido el 13 de junio de 2019; aceptado el 21 de mayo de 2020

RESUMEN

El puente sobre el río Barrow en New Ross (Irlanda) tiene una longitud total de 887 m e incluye cuatro vanos extradosados de los cuales dos tienen una longitud de 230 m, que es la más larga construida hasta la fecha en puentes extradosados con tablero de hormigón. Los tirantes, de gran sección, son paralelos, están agrupados en un único plano central y pasan a través de las torres mediante sillas. El tablero de hormigón pretensado es un cajón de canto variable con grandes vuelos soportados por losas prefabricadas.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Puente, extradosado, hormigón, pretensado, cables, placas prefabricadas.

ABSTRACT

The River Barrow Bridge in New Ross (Ireland) has a total length of 887 m and it includes four extradosed spans; two of them have a length of 230 m, a world record among extradosed bridges with a concrete deck. The cable stays have a large section, they are parallel and organized in a single central plane and they are continuous across the pylons by means of saddles. The prestressed concrete deck is a variable depth box with large overhangs which are supported by precast slabs.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Bridge, extradosed, concrete, prestressed, cables, precast slabs.

1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el río Barrow forma parte de la autovía N25 de circunvalación de la ciudad de New Ross en Irlanda. Se trata de una obra de concesión público-privada (PPP) que se estudió por parte de la Administración Irlandesa durante varios años y que posteriormente salió a concurso en el año 2013. El concurso se falló en 2014 a favor de la UTE Dragados-Bam con Arup como proyectista principal de todo el tra-

mo y Carlos Fernández Casado S.L. como principal proyectista del puente mencionado, que es la estructura más relevante del tramo. La construcción comenzó en el año 2016 y se va a terminar dentro del año 2019.

El puente sobre el río Barrow es especialmente notable ya que se trata del puente extradosado con tablero de hormigón con mayor luz construido hasta la fecha. El objeto de esta comunicación es la descripción del proyecto del puente dejando para otras comunicaciones relacionadas la exposición

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: maastiz@cfcsl.com (Miguel Á. Astiz Suárez).

de los principales problemas de cálculo que se han presentado así como la descripción del proceso de construcción que se ha seguido.

Los puentes extradados representan una tipología relativamente nueva que nace a partir de una idea propuesta por el ingeniero francés Mathivat para el concurso del viaducto del Arrêt-Darré [1] que finalmente no fue construida. Fueron los ingenieros japoneses los que adoptaron esta técnica y la aplicaron en múltiples ejemplos conocidos empezando por los puentes de Odawara [2] y Tsukuhara [3]. De forma prácticamente simultánea el ingeniero suizo Christian Menn proyecta el puente de Sunniberg [4] abriendo una línea alternativa a la propuesta por la escuela japonesa. En realidad el acueducto de Tempul de Torroja, construido en 1925, se podría reivindicar como el primer puente extradado aunque no fue éste el que iniciara la saga.

2. CONDICIONES DE PARTIDA

En este concurso se partía de una solución base para la cual se había realizado un estudio informativo y un estudio de impacto ambiental que se habían desarrollado durante varios años y era preceptivo mantener gran parte de las características principales de la solución base. Dicha solución base consistía en un puente continuo de unos 905 m de longitud total con dos vanos principales extradados de 230 m con sus correspondientes vanos laterales de 86 m, más una serie de vanos de aproximación a ambos lados de longitudes decrecientes a partir de los anteriores.

Aunque la obligatoriedad de adaptarse a la solución base no estaba especificada, en la práctica resultó que la tipología del puente (puente extradado), las luces principales (230 m), la posición y altura de las torres no se pudieron variar respecto a la solución base precisamente con el objeto de mantener la validez del estudio informativo y el de impacto ambiental.

Además, el tablero debía ser de hormigón y con forma de cajón trapecial y unos vuelos no mayores de 3 m de anchura.

Estas condiciones dejaban poco margen de maniobra, especialmente teniendo en cuenta que la luz a construir era récord y que se trata de un puente extradado continuo (dos vanos principales y dos vanos laterales en vez de los esquemas clásicos de un vano central y dos vanos laterales o el de torre única con dos vanos extradados). Una consecuencia de efecto no despreciable que se deduce de las condiciones anteriores es que los dos vanos principales están enmarcados por torres de distinta altura.

Además, existen otras tres condiciones que han tenido una gran influencia en el proyecto del puente y que están relacionadas con el trazado o con la normativa irlandesa:

- La mayor parte del puente tiene una pendiente del 5%. Teniendo en cuenta la simetría en la posición de los anclajes de los tirantes en el tablero y en la fuerza de los tirantes a ambos lados de cada torre, la inclinación de los tirantes no puede ser la misma a ambos lados de cada torre lo que trae como consecuencia la falta de simetría en carga vertical soportada por estos tirantes (figura 1). El resultado es que el tablero puede sufrir giros a la altura de las torres y que la distribución de pretensado en el tablero se ve afectada por esta falta de simetría.
- El proyecto se realiza aplicando los Eurocódigos junto con los correspondientes Anejos Nacionales Irlandeses. En el caso de las sobrecargas de uso, mientras que el Eurocódigo [6] define la carga uniforme del modelo LM1 mediante una presión de 9 kN/m² en un carril virtual de 3 m de anchura y de 2.5 kN/m² en el resto de la calzada, el Anejo Nacional Irlandés [7] establece una presión uniforme de 5 kN/m² sobre toda la calzada. Para el caso del puente del río Barrow, esto supone un incremento del 50% de la sobrecarga a aplicar como se muestra en la figura 2.
- El Anejo Nacional Irlandés al Eurocódigo 2 [8], sigue la línea británica respecto al tratamiento en servicio del pretensado en el sentido de imponer la comprobación de descompresión para carga frecuente independientemente

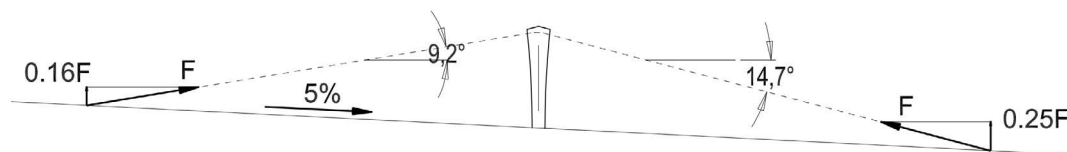


Figura 1. Efectos de la pendiente longitudinal del puente.

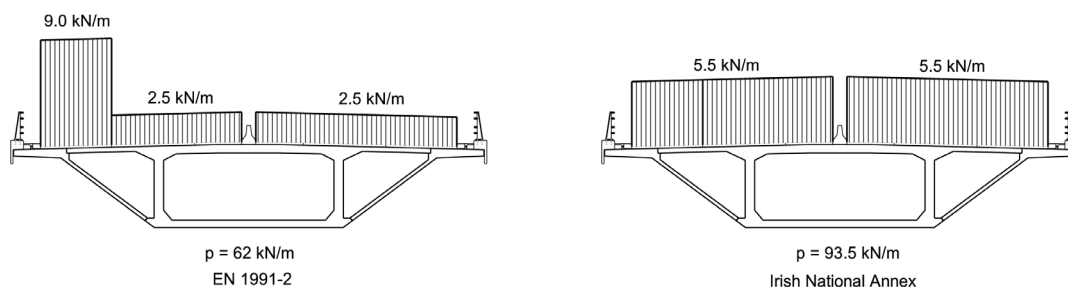


Figura 2. Sobrecarga de uso según el Eurocódigo y según el Anejo Irlandés.

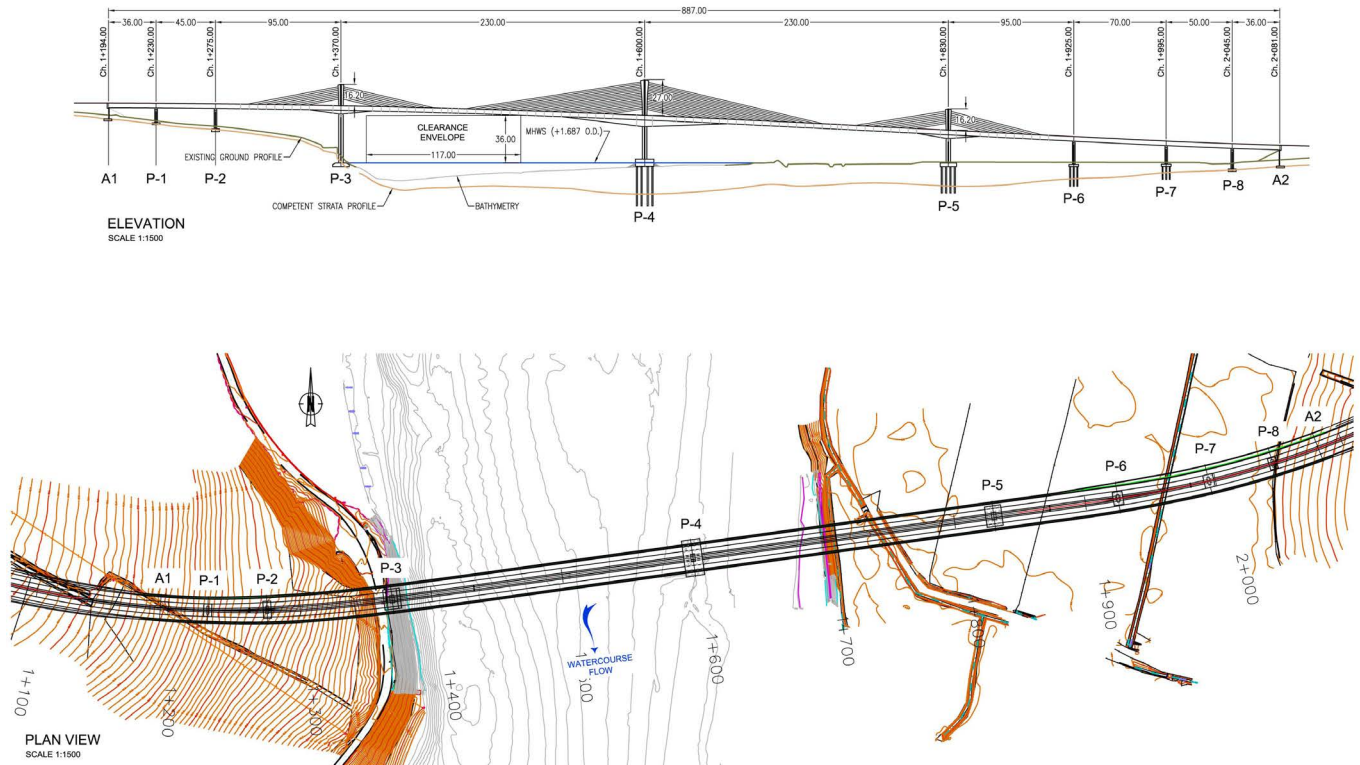


Figura 3. Planta y alzado generales del puente.

del grado de exposición. Dado el valor de las cargas aplicadas, esto supone comprobar descompresión para valores altos de las cargas y, en consecuencia, a centrar más el pretensado con el consiguiente aumento de la cuantía de pretensado.

Finalmente, las acciones de choque de barcos también han repercutido en el diseño de las cimentaciones de las dos pilas que enmarcan el canal de navegación (este problema se expone con mayor detalle en la comunicación dedicada a los problemas de cálculo planteados en el proyecto de este puente).

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 Dimensiones generales

Tras un ajuste de las luces de la solución base, la distribución final de luces resultó ser la siguiente: 36 + 45 + 95 + 230 + 230 + 95 + 70 + 50 + 36 m para una longitud total del puente de 887 m (figura 3). Por lo tanto hay 9 vanos con 8 pilas intermedias (denominadas en lo sucesivo P1 a P8) y dos estribos (denominados A1 y A2). La alineación en planta es recta a lo largo de 440 m localizados aproximadamente en la parte central del puente y curvo con una transición desde un radio de 720 m hasta la alineación recta en sus dos extremos. Uno de estos tramos curvos llega a extenderse a lo largo de todo el vano 3, que es el primer vano extradadosado lo que hace que la torre correspondiente esté sometida a fuerzas transversales

procedentes de los cables. Como ya se ha dicho anteriormente, la parte central del puente está en pendiente (5%) con transiciones parabólicas en los dos extremos.

La altura del tablero sobre el terreno o sobre el río llega a alcanzar los 40 m y la altura de las torres por encima del tablero fue la fijada en la solución base, es decir 27.0 m para la torre central (P4) y 16.2 m para las dos laterales (P3 y P5). Estos valores suponen fracciones de 1/8.5 y de 1/14.2 respectivamente respecto a la luz central, que son valores bajos aunque se deben matizar por el hecho de que las torres tengan diferentes alturas; en efecto, si tratamos de asignar una luz efectiva al esquema de puente extradadosado en función de la posición en la que el tablero pasa a colgarse de una torre o de la otra (a unos 145 m de la torre central), podríamos decir que a la torre central le corresponde un vano $2 \times 145 = 290$ m mientras que a las torres laterales les correspondería un vano de $2 \times (230 - 145) = 170$ m. Bajo esa perspectiva, la altura de las torres central y laterales sería de 1/10.7 y de 1/10.5 del vano respectivamente, que son valores normales para puentes extradadosados.

3.2 Cimentaciones

El terreno sobre el que se asienta el puente incluye en primer lugar depósitos aluviales con espesores variables entre 4 y 18 m, depósitos glaciales con espesores comprendidos entre 2 y 8 m y, finalmente, estratos de roca, de distinta formación a un lado y a otro del río pero consistentes en ambos casos en limolitas y lutitas con alguna inclusión de areniscas y con un grado de meteorización importante, especialmente en las capas superiores. Como es lógico, los depósitos más profundos están

localizados en el cauce del río y en la margen inundable (pilas P4, P5 y P6).

A la vista de esta situación, se optó por utilizar cimentaciones directas en los puntos en los que el espesor de los depósitos era pequeño (pilas P1 a P3 y P8, y los dos estribos) y cimentaciones profundas en la zona central (pilas P4 a P7). El proyecto y comprobación de las cimentaciones se llevó a cabo de acuerdo con el Eurocódigo [9].

En el caso de las cimentaciones directas, las presiones de servicio (utilizadas aquí solo como valores indicativos tradicionalmente empleados en el mundo geotécnico) variaron entre 850 y 1300 kN/m². Especialmente complicado fue el caso de la pila P3 por su situación al borde del río, a una cota inferior al nivel del agua y sobre un talud con un ángulo de unos 30° respecto a la horizontal, pero apoyada sobre una roca relativamente sana.

Las cimentaciones profundas se llevaron a cabo mediante pilotes perforados y hormigonados in-situ con un diámetro de 1.20 m en la zona de depósitos y de 1.05 m en la zona de roca. Dadas las características de las rocas explicadas anteriormente, los pilotes fueron en muchos casos de gran longitud (hasta 32m) teniéndose en cuenta tanto su resistencia por fuste como su resistencia por punta. De esta manera se pudo llegar a valores de carga en servicio cercanos a su tope estructural, que se evaluó en 10 MPa sobre la sección del pilote en la roca. A pesar de ello, alguno de los encepados alcanzó grandes dimensiones por la importancia de las cargas soportadas: en el caso del encepado de la pila central (P4), sometida además al choque de barcos, las dimensiones en planta del encepado fueron 27.4 x 14.0 m. En esta pila el encepado se prolonga hacia arriba con un pedestal cuyas dimensiones (18.5 x 14.0 m) venían especificadas en la solución base.

3.3 Pilas

Para las pilas se ha adoptado una forma común a todas ellas variando solo la dimensión longitudinal en el caso de las tres pilas centrales. Las pilas son de sección constante, de forma rectangular con acartelamientos en las cuatro esquinas y rehundidos verticales de sección constante en el centro de cada cara (figura 4). El espesor de las pilas en dirección longitudinal al puente es 3.4 m para las pilas centrales (P3 a P5), que son las que soportan las cargas verticales de las torres, y 2.0 m para todas las demás. En dirección transversal al puente, todas las pilas tienen 6.0 m de anchura desde la base que solo aumenta hasta los 8.0 m en cabeza formando un capitel que permite recibir las reacciones procedentes del tablero; este capitel es el mismo para todas las pilas.

Dado que la pila P4 es la más solicitada ya que soporta la torre central y que está situada aproximadamente en el centro del puente, dicha pila se empotra en el tablero mientras que la conexión de todas las demás pilas con el tablero se realiza en cada caso mediante una pareja de apoyos deslizantes de tipo "pot". Las pilas que cuentan con aparatos de apoyo incluyen una cámara central en cabeza accesible desde el tablero que permite inspeccionar y, en su caso, sustituir los apoyos.

3.4 Torres

Las tres torres están empotradas en el tablero a través del correspondiente diafragma y su anchura en la base en dirección longitudinal coincide con la dimensión de la pila: 3.4 m, estableciendo así una continuidad formal entre pilas y torres. Sin embargo, a diferencia de lo que ocurre en las pilas, esta anchura

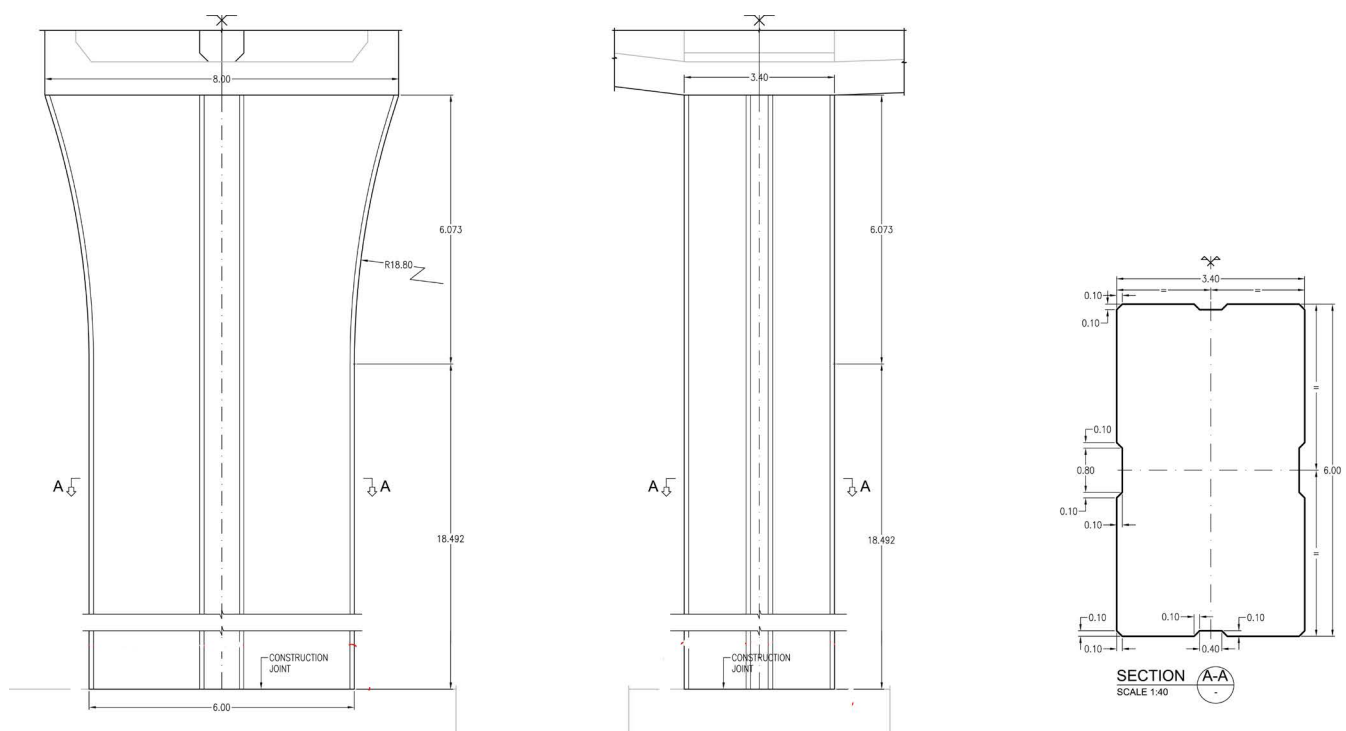


Figura 4. Alzados de la pila P4.

crece con la altura (figura 5) por razones fundamentalmente estéticas ya que ni por la distribución de esfuerzos ni por la inserción de las sillas de los cables sería necesario aumentar dicha anchura.

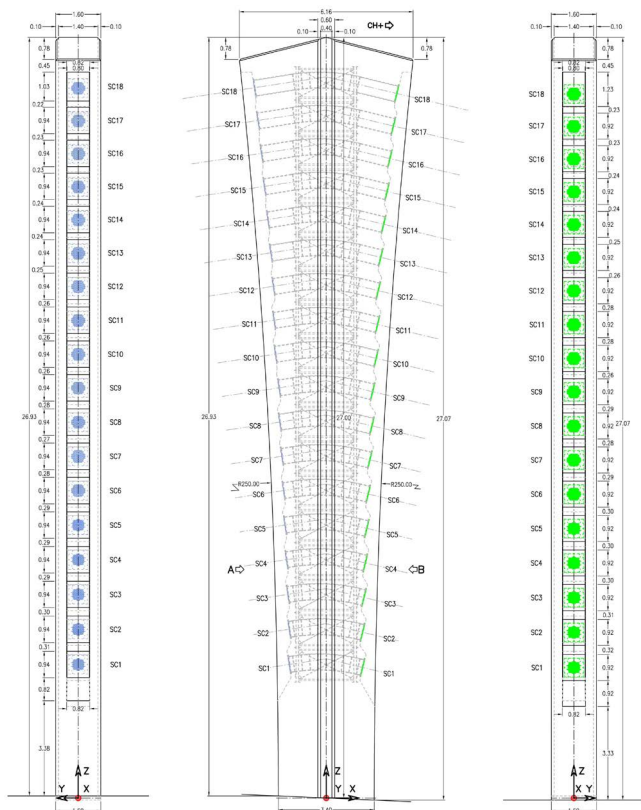


Figura 5. Alzados y sección de las torre en P4.

En dirección transversal al puente, la anchura de las pilas se ha reducido al mínimo (1.6 m) ya que dicha anchura repercute en la anchura del tablero al estar el puente atirantado en el centro. Esta reducción de anchura transversal junto con los fuertes axiles transmitidos por el sistema de atirantamiento y en el caso de la pila P3 las acciones transversales, han hecho que en algún momento se planteara la posibilidad de hacer estas torres mixtas aunque finalmente se pudieron resolver todos los problemas de resistencia mediante un fuerte armado y la utilización de hormigón de alta resistencia (H80).

3.5 Tablero

El tablero está formado por un cajón rectangular de 8 m de anchura con vuelos de alrededor de 7 m de anchura (es variable como consecuencia de la variación de anchura del tablero) que están soportados por jабalcones prefabricados de hormigón armado. Sin embargo, dado que una de las condiciones del proyecto era que la forma exterior del tablero fuera trapezoidal, dichos jабalcones se convirtieron en placas prefabricadas de 0.15 m de espesor y 2 m de anchura rigidizadas mediante un nervio central de 0.15 m de canto. De esta manera, aunque las placas no van conectadas entre sí, se consigue materializar un intradós semejante al de una sección trapezoidal (figura 6). De todas maneras estas placas prefabricadas solo transmiten compresiones por lo que a efectos de los esfuerzos de flexión longitudinal y torsión es el cajón de almas verticales el que es efectivo.



Figura 6. Foto del intradós del puente.

El canto del tablero es constante a lo largo de todo el puente con acartelamientos sobre las tres pilas centrales. Para la elección del canto se consideró tanto las necesidades de los vanos de aproximación continuos (con una luz máxima de 70 m) como los extradados (con una luz máxima de 230 m). El canto constante adoptado es de 3.5 m que representa 1/20 de la luz del máximo vano de aproximación y 1/66 del máximo vano extradado; estos son valores que entran dentro de los rangos generalmente admitidos en los dos casos aunque hay que tener en cuenta que para ciertos estados de carga (especialmente los de construcción) la luz efectiva de los vanos extradados es mayor como se ha justificado anteriormente; por ello, el canto de 3.5 m representaría 1/83 de esa luz efectiva, lo cual ya representa una esbeltez claramente superior a los valores habituales.

Los acartelamientos mencionados anteriormente incrementan el canto del tablero hasta 6.5 m en las pilas laterales y 8.5 m en la pila central. Retomando como referencia las luces efectivas definidas anteriormente, estos cantos representarían 1/26 de la luz para las pilas laterales y 1/34 de la luz para la pila central.

Dado que el sistema de atirantamiento está situado en el eje del puente, los anclajes en el tablero se encuentran en el centro de la losa superior y, por ello, es necesario referirlos a las almas mediante dos tirantes interiores. Estos tirantes interiores se materializan mediante una estructura aporticada metálica realizada con perfiles HEB300 convenientemente anclada en las almas y en el macizo de anclaje de cada tirante. Para el tablero de 3.5 m de canto (el más extendido a lo largo del puente), los puntos de anclaje de los pórticos interiores coinciden con la intersección de las almas con la losa inferior del cajón; sin embargo, para aquellos anclajes que están situados en zonas con un canto de tablero superior, los puntos de anclaje de estos pórticos se sitúan en las almas en un punto intermedio. Aunque este punto coincide con el punto de apoyo de las placas prefabricadas, es necesario disponer en las almas nervios verticales interiores de rigidización que sean capaces de resistir el tiro transversal de los pórticos metálicos.

Un punto crítico en el proyecto del tablero ha consistido en definir la longitud de las dovelas para lo cual es necesario tener en cuenta dos condicionantes. Por un lado hay un límite superior definido por el diseño del carro de avance para la construcción por voladizos sucesivos. Por otro lado, es muy conveniente que el bloque de anclaje de cada tirante esté contenido en una única dovela. Esta última condición

es especialmente complicada de cumplir en este caso por el gran tamaño de los cables (y en consecuencia del bloque de anclaje) y por la escasa inclinación de los cables respecto al eje del tablero (solo 9.2° en algún caso como se aprecia en la figura 1). Estas dos condiciones son las que han llevado a fijar la longitud de las dovelas en 6.5 m con un mínimo reajuste de la posición de los anclajes y con un pequeño recorte de los bloques de anclaje.

El tablero lleva un pretensado longitudinal que va fundamentalmente por las losas superior e inferior en los vanos extradosados mientras que en los vanos de aproximación va también por las almas, como es normal en un puente continuo. En este último caso, el pretensado longitudinal se ve fuertemente condicionado por el proceso constructivo como se explica en una comunicación separada. También se dispone un pretensado transversal mediante vainas planas en la losa superior del cajón a la altura de los anclajes de los tirantes para cumplir una doble función: la resistencia de la losa superior frente a las flexiones causadas por la componente vertical de la fuerza de los tirantes (los pórticos metálicos tienen una cierta flexibilidad lo que provoca la deformación de flexión de la losa superior) y la resistencia frente a las tensiones de difusión por la losa superior de la componente horizontal de la fuerza de los tirantes; ambos fenómenos se ven acentuados por el pequeño ángulo de los cables principales frente al tablero, que interrumpe la continuidad de la losa en la mitad de la separación entre cables. El estudio de estos fenómenos se expone en una comunicación separada referente a algunos problemas de cálculo de este puente.

En la construcción del tablero ha sido preciso recurrir a hormigón de alta resistencia (H80) en parte de su desarrollo debido a las fuertes oscilaciones de tensiones y a la condición de descompresión mencionada anteriormente.

3.6 Sistema de atirantamiento

Aunque existen estudios referentes al diseño óptimo del sistema de atirantamiento en puentes extradosados [10,11], en el caso de este puente los condicionantes materiales y geométricos dejan poco lugar a la optimización. Por un lado se optó desde el principio por un único plano de tirantes por razones económicas y estéticas: un único plano permite reducir la anchura de las torres y, en consecuencia, la anchura de todo el puente, además de resultar mucho más limpio desde un punto de vista formal. Por otro lado ya se ha visto que la longitud de las dovelas (y, simultáneamente, la distancia entre anclajes en el tablero) es un dato prácticamente fijo. Finalmente la sección máxima de los tirantes debe limitarse a 127 cordones que es el valor que ofrecen la mayor parte de los suministradores y que es factible ensayar en laboratorio, aunque con no pocas dificultades. Los cables de cada haz son prácticamente paralelos ya que en esta situación la distancia horizontal de 6.5 m entre los anclajes del tablero se convierte en una distancia media en vertical de 1.25 m aproximadamente que no tiene sentido reducir más en la torre, de por sí bastante congestionada de armaduras.

Por todo ello el número de cordones de 150 mm² de sección por tirante se redujo a 109 en las torres laterales y a 109, 123 o 125 en la torre central. Estos tirantes se proyectaron a

una tensión límite del 50% de la resistencia garantizada de los cables siguiendo las especificaciones fijadas por el cliente, sin tener en cuenta posibles incrementos de esta tensión en atención a la supuesta menor incidencia de los problemas de fatiga en puentes extradosados. En estas condiciones, el sistema de atirantamiento soporta aproximadamente el 50% del peso del tablero, que es un valor bajo para este tipo de puentes lo cual implica una mayor cuantía de pretensado.

Los cables son continuos al pasar por las torres gracias a la utilización de sillas diseñadas por el suministrador, que en este caso fue Tensa. De esta forma se consigue reducir al mínimo las dimensiones de las torres, lo cual es muy importante en este proyecto como ya se ha expuesto anteriormente.

Tanto los anclajes como las sillas se ensayaron a fatiga, los primeros en el laboratorio CTL de Skokie (Illinois, USA), y las segundas en el Politécnico de Milán. La metodología de ensayo es la definida por la fib [12]. Los cables llevan amortiguadores internos de neopreno con alto índice de amortiguamiento para reducir las vibraciones debidas a viento, lluvia o a las propias vibraciones del tablero, aunque los problemas de vibraciones en los cables no son relevantes en este caso por ser de gran sección y de longitud relativamente reducida (el cable más largo mide 140 m).

4.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El aspecto más relevante de este puente en cuanto a su comportamiento estructural reside en el tablero y en el sistema de cables. No se tratan en esta comunicación los detalles del cálculo del puente ya que se exponen en una comunicación paralela. Sin embargo, sí es interesante estudiar aquí como se reparten las cargas entre el mecanismo de flexión del tablero y los tirantes ya que éste es un aspecto que se relaciona en gran medida con el diseño del puente extradosado.

El canto de este puente se ha apurado mucho en valores mínimos dentro del rango de los puentes extradosados. En este sentido, el puente sobre el Barrow se acerca más a la idea del puente de Sunniberg (canto muy estricto) que a los puentes extradosados clásicos japoneses. En la figura 7 se han representado las leyes de envolventes de momentos flectores para la sobrecarga del modelo LMI del Eurocódigo (Anejo Irlandés) junto con las leyes para la misma carga en dos casos extremos: el puente continuo y el puente atirantado, ambos con la misma variación de cantos y en el caso del atirantado con la misma sección para los tirantes (suponemos que lo que se gana por una mayor inclinación de la carga se pierde porque los cables soportan la totalidad de la carga permanente del tablero). Estas leyes demuestran que, como cabía esperar, el comportamiento del puente extradosado es intermedio entre el del puente continuo y el del puente atirantado. En cualquier caso las leyes del puente extradosado están más cercanas a las del puente continuo que a las del atirantado en cuanto a los momentos negativos. Para los momentos positivos, los valores obtenidos se pueden considerar a medio camino entre los del puente continuo y los del atirantado lo que justifica el canto elegido para el puente extradosado.

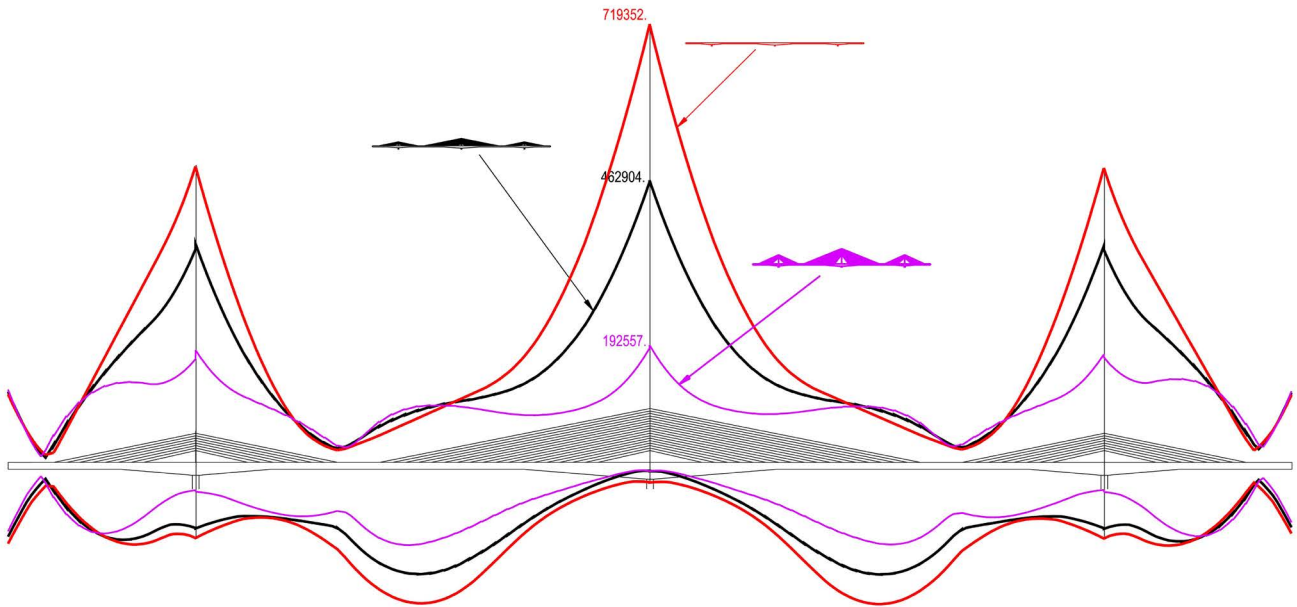


Figura 7. Envolventes de momentos flectores para el modelo de carga LM1.

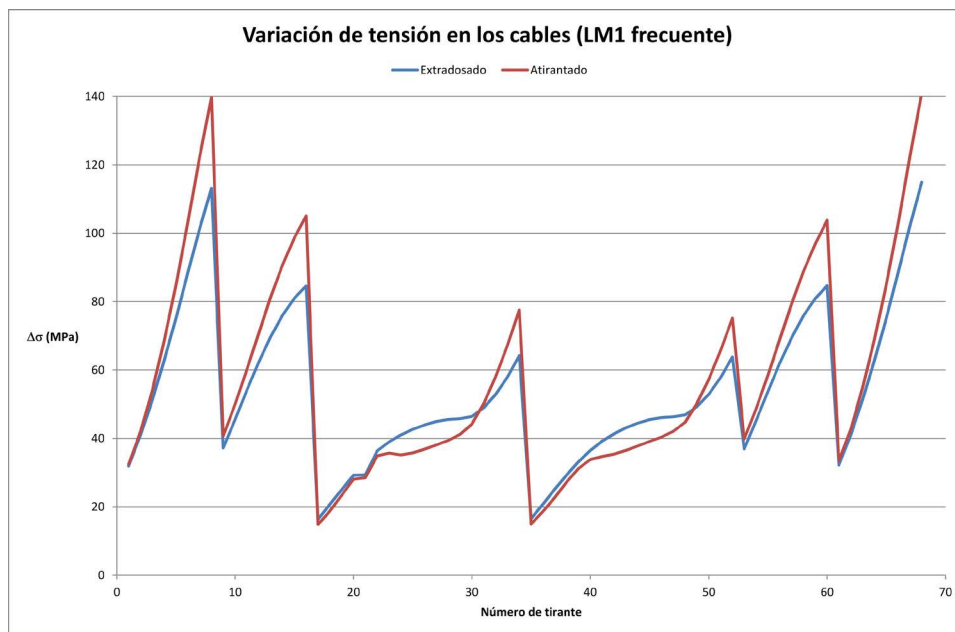


Figura 8. Variación de tensión en los tirantes bajo la acción de la sobrecarga distribuida LM1.

El otro punto relevante respecto al comportamiento del puente extradadoso reside en la variación de tensión en los tirantes por las consecuencias que puede tener sobre su posible fatiga y, en consecuencia, sobre la tensión límite a adoptar en el proyecto. Es conocido que los tirantes de los puentes extradadosos son menos sensibles a las sobrecargas de uso por tener una menor rigidez vertical y por ser el tablero más rígido que en un puente atirantado. Utilizando el mismo modelo de carga LM1 que para el cálculo de envolventes anterior, se ha calculado la variación de tensión en los tirantes para carga frecuente tanto para el puente extradadoso como para el atirantado. Los resultados se han representado en la figura 8 en la que el eje de abscisas representa el número de los tirantes

(1 a 68) ordenados por pilas (P3, P4 y P5) y dentro de los de cada pila, primero los de un lado y luego los del otro desde el más corto hasta el más largo. El diagrama resultante es más complicado de interpretar a causa de esta ordenación pero en él se aprecia que no hay una diferencia significativa entre el esquema extradadoso y el atirantado salvo quizás para los cables más largos. Esto lo interpretamos como una consecuencia de la baja rigidez del tablero para el puente extradadoso y de la alta rigidez del tablero en el contexto del puente atirantado (se ha utilizado la misma distribución de rigideces para los dos esquemas). Los valores obtenidos justifican la prudencia del cliente al exigir que los tirantes cumplieran las mismas condiciones de diseño que para los puentes atirantados.

5. CONCLUSIONES

El puente sobre el río Barrow es singular no solamente por tratarse de un puente récord sino además porque su diseño se aparta de la tendencia habitual en el proyecto de puentes extradados. El hecho de que su tablero sea muy esbelto repercute en la distribución de cargas entre el mecanismo de flexión del tablero y el sistema de tirantes. Por ello encontramos en su comportamiento características más parecidas a las de los puentes atirantados de las que es habitual reconocer en otros puentes extradados.

Desde el punto de vista estético, el puente sobre el río Barrow también es singular ya que se ha conseguido minimizar el espacio ocupado por las torres y se ha equilibrado las alturas de pilas y torres con lo que se consigue una mayor armonía entre subestructura y superestructura, cosa no habitual en puentes extradados. En la figura 9 se muestra una foto reciente del puente pocas semanas antes de la apertura.

Las cuantías más relevantes de este puente son las siguientes:

- Hormigón en tablero: $0.82 \text{ m}^3/\text{m}$
- Cables de atirantamiento: $35 \text{ Kg}/\text{m}^2$
- Pretensado longitudinal: $35.2 \text{ Kg}/\text{m}^2$
- Pretensado transversal: $3.2 \text{ Kg}/\text{m}^2$

Agradecimientos

Los autores desean mostrar su agradecimiento a otros miembros del equipo de diseño cuya colaboración ha sido fundamental en el desarrollo del proyecto, principalmente Borja Martín en CFC y Claudia Sanroman en ARUP y a los equipos de chequeo, Guillermo Siegrist y Eptisa; asimismo es importante resaltar la labor la UTE de construcción constituida

por las empresas Dragados y BAM, con especial mención a los servicios Técnicos de Dragados (Ggravity), y por último a la labor realizada por los representantes de la Autoridad (TII) especialmente a Mary Bowe, John Iliff y Fergal Cahill por su colaboración en el desarrollo de este proyecto.

Referencias

- [1] Mathivat J. (1988) "Recent developments in prestressed concrete bridges", FIP Notes, 2, 15-2, 1988.
- [2] Kasuga A., Shirono Y., Nishibe G. & Okamoto H. (1994) "Design and construction of the Odawara Port Bridge- the first extradosed bridge", FIP International Conference, Washington, Vol. XII, pp. 56-62, 1994.
- [3] Ogawa A., Matsuda T & Kasuga A. (1998) "The Tsukuhara extradosed bridge bear Kobe", Structural Engineering International, 8, n° 3, pp.172-173, 1998.
- [4] Figi H., Menn C., Bänziger D.J. & Bacchetta A. (1997) "Sunniberg Bridge, Klosters, Switzerland", Structural Engineering International, 7, n° 1, pp.6-8, 1997.
- [5] Informes de la Construcción, "Acueducto de Tempul", vol. 14, n° 137, 1962.
- [6] European Committee for Standardization, "Eurocode 1: Actions on Structures. Part 2: Traffic loads on bridges", EN1991-2:2003.
- [7] NSAI National Eurocodes Advisory Committee, "Irish National Annex to Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges", NA to I.S. EN1991-2:2003.
- [8] NSAI National Eurocodes Advisory Committee, "Irish National Annex to Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings", NA to I.S. EN1992-1-1:2005.
- [9] European Committee for Standardization, "Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules", EN1997-1:2004.
- [10] Benjumea J., Chio G. & Maldonado E. (2010) "Structural behavior and design criteria of extradosed bridges: general insight and state of the art", Revista Ingeniería de Construcción, vol. 25, N° 3, pp. 383-398, 2010.
- [11] Chitari T. G. & Narkhede T.N. (2019) "Cost optimization of extradosed bridge by varying cable position", International Research Journal of Engineering and Technology, vol. 6, N° 2, pp. 1462-1474, 2019.
- [12] fib, "Acceptance of stay cable systems using prestressing steels", Bulletin n° 30, 2005.



Figura 9. Foto del puente sobre el río Barrow (Noviembre 2019).

Puente extradosado sobre el río Barrow. Diseño y análisis estructural del proceso constructivo, control geométrico y asistencia técnica durante la construcción

Extrados Bridge Over the River Barrow. Design and Analysis of the Construction Process, Erection Engineering and Design Support During Construction

Miguel Ángel Astiz Suárez^a, Marcos Sánchez Sánchez^b, Lucía Blanco Martín^c,
Guillermo Ayuso Calle^d, Cian Long^e, Alfonso Ramírez Marchena^f

^aDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S. L. & U.P.M.

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos, ARUP

^cIngeniera de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S. L.

^dIngeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S. L.

^eCivil Engineer, ARUP

^fArquitecto Técnico, ARUP

Recibido el 16 de junio de 2019; aceptado el 21 de mayo de 2020

RESUMEN

Este artículo se centra en los elementos constructivos del puente extradosado Rose Fitzgerald Kennedy sobre el río Barrow, de 887 m de longitud total y 9 vanos, con luces en los vanos principales de 230 m y tres torres atirantadas. El puente cruza el río en un punto en el que el ancho de este es superior a los 350 m. Por esta razón la pila central (P4) se encuentra situada 50 m en el interior del río sobre la rivera este del mismo, en la zona de carrera de marea. El tablero se construyó utilizando una combinación de métodos constructivos diferentes para los vanos de aproximación, realizados mediante cimbra portante al suelo con torres intermedias y con múltiples fases para la sección transversal y los dos vanos centrales mediante carros de avance en voladizo de sección completa. La longitud de los semivoladizos era diferente dada la configuración de luces del puente y la diferencia de altura de las torres laterales frente a la torre central lo que requirió un elemento de bloqueo especialmente diseñado para las fases de cierre.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Extradosal, postesado, hormigón, gran luz, multi-atirantado.

ABSTRACT

Este artículo se centra en los elementos constructivos del puente extradosado Rose Fitzgerald Kennedy sobre el río Barrow, de 887 m de longitud total y 9 vanos, con luces en los vanos principales de 230 m y tres torres atirantadas. El puente cruza el río en un punto en el que el ancho de este es superior a los 350 m. Por esta razón la pila central (P4) se encuentra situada 50 m en el interior del río sobre la rivera este del mismo, en la zona de carrera de marea. El tablero se construyó utilizando una combinación de métodos constructivos diferentes para los vanos de aproximación, realizados mediante cimbra portante al suelo con torres intermedias y con múltiples fases para la sección transversal y los dos vanos centrales mediante carros de avance en voladizo de sección completa. La longitud de los semivoladizos era diferente dada la configuración de luces del puente y la diferencia de altura de las torres laterales frente a la torre central lo que requirió un elemento de bloqueo especialmente diseñado para las fases de cierre.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Extrados, posttensioning, multi-span cable supported, long span.

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: marcos.sanchez@arup.com (Marcos Sánchez Sánchez).

1. INTRODUCCIÓN Y PRINCIPALES CONDICIONANTES

1.1. Descripción general de la estructura

El puente sobre el río Barrow tiene una longitud total de 887 m con una distribución de vanos de 36-45-95-230-230-95-70-50-36 m. Tres de los apoyos presentan torres de atirantamiento extradorsal de diferente altura, siendo más alta la central (27 m) que las laterales (16.2 m), las torres tienen un número diferente de cables dispuestos en arpa en un plano central (8 en las laterales y 18 en la central) pasantes con un sistema de silla sobre el pilono.

El tablero tiene un canto de 3.5 m que se incrementa linealmente en las pilas 3 y 5 a 6.5 m y en pila 4 a 8.5 m mediante una cartela lineal, asimismo tiene un ancho variable entre 19.9 y 22.50 m y, por exigencias de contrato, una apariencia cerrada con un alma inclinada exterior y un voladizo reducido.

1.2. Principales condicionantes

El puente cuenta como principal obstáculo el cruce del propio río, que tiene en la zona de cruce un ancho aproximado de 350 m y está situado en una zona con carrea de marea de más de 3 m.

La posición y altura de las pilas y pilonos estaba fuertemente restringida por contrato, así como la necesidad de mantener el canal de navegación de 117 m de luz y 36 m de altura en uno de los dos vanos principales entre las pilas 3 y 4.

Por razones medioambientales, el área máxima a ocupar en el río teniendo en cuenta su carrera de marea estaba limitada tanto en construcción como en la situación definitiva.



Figura 1. Cruce del río durante la construcción (P4 central -derecha- y P3 lateral -izquierda-).

1.3. Elementos generales del proceso constructivo

Tras un estudio detallado de optimización de la solución, orientado principalmente a simplificar el proceso constructivo y reducir los plazos, se decidió ejecutar la estructura con dife-

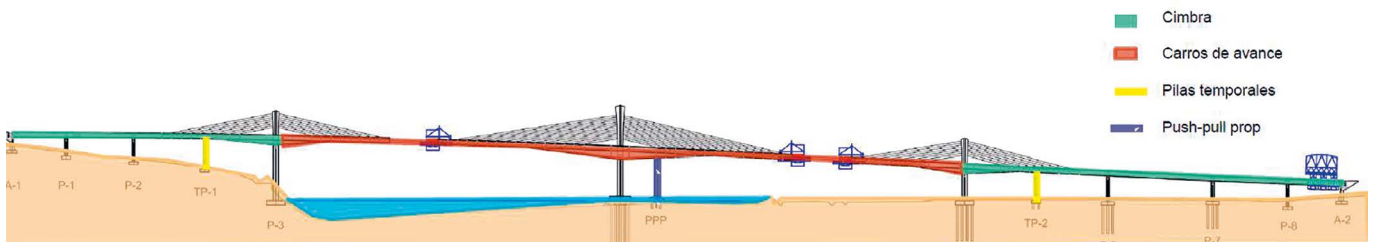


Figura 2. Esquema general del proceso constructivo del tablero.

rentes métodos constructivos para los viaductos de aproximación frente a los vanos principales.

Como se describe en la sección 3, desde el punto de vista de la sección transversal, la solución fue diferente para la zona cimbrada (sección por fases) que para los carros de avance (sección completa).

2. CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURA

2.1 Estribo 1 a pila 2

Las pilas del lado oeste de la estructura (estribo 1 a pila 3) encuentran material portante en capas someras por lo que se pudieron realizar "in situ" con excavaciones locales.

2.2 Pila 3

La pila 3, que se encuentra junto al río, encajonada en planta entre una carretera local existente (Pink rock road) y la margen del río en una zona de talud natural casi vertical en roca, se ha cimentado en una cota de roca ligeramente por debajo de la carrera de marea. Dado el talud vertical requerido para el acceso a la cimentación y la necesidad de reponer la carretera en su situación final, fue necesario ejecutar un muro auxiliar tras la pila.



Figura 3. Cruce del río durante la construcción (P4 central -derecha- y P3 lateral -izquierda-).

Al encontrarse la cimentación de la pila por debajo de la carrera de marea, fue necesario ejecutar una protección provisional durante la construcción.

2.3 Pila 4

La pila central, que recibe cargas verticales muy importantes, requiere un encepado pilotado formado por 42 pilotes de 1.20m de diámetro cuya forma se optimizó tanto en planta como en altura mediante la ejecución de un plinto, limitando el canto a 2.8m más 2.6m en la zona del plinto.



Figura 4. Cruce del río durante la construcción (P4 central -derecha- y P3 lateral -izquierda-).

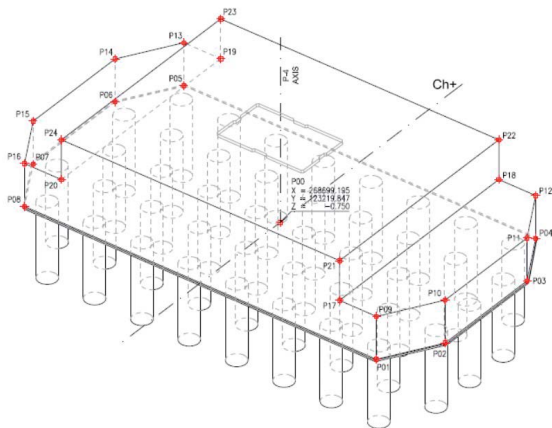


Figura 5. Encepado de la pila central (P-4).

Para la realización de este encepado y la torre provisional de equilibrio del voladizo ("PPP" o Push-Pull Prop), se realizó una península temporal con un camino de acceso que permitió la ejecución de ambas cimentaciones sin la necesidad de tablestacado, entre otras cosas debido a la posibilidad de ejecutar la cimentación con una cota inferior de -0.75 m, y una carrera de marea máxima a cota 4.0 m.



Figura 6. Península temporal para la pila central (P-4).

La decisión del uso de pilotes de pequeño diámetro (1.2 m) frente a una solución de pilote de mayor diámetro, más común en España se debió fundamentalmente a la ausencia de maqui-

naria adecuada en la industria local para la realización de estos. Los pilotes tienen una longitud de 31.7 m.



Figura 7. Pilotaje de la pila central.

Al encontrarse la cara inferior del encepado a una cota inferior a la carrera de marea alta, fue necesario ejecutar el encepado con un sistema de bombeo continuo para asegurar las condiciones adecuadas.

2.4 Pilas 5 a 8 y estribo 2

El resto de las cimentaciones hacia el este del puente se encuentran situadas en terreno seco fuera del cauce del río, y, en función de las diferentes condiciones del terreno, se solucionaron con cimentaciones profundas o superficiales mediante medios convencionales con excavaciones localizadas.

3. TABLERO

3.1 General

Como ya se ha indicado, y se muestra esquemáticamente en la figura 2, se emplearon dos métodos constructivos diferentes para los viaductos de acceso y para los vanos principales.

3.2 Sección transversal

De forma general, independientemente de la posición en el puente, se decidió que las almas inclinadas serían prefabricadas. Estos elementos actúan únicamente como puntales y contribuyen al comportamiento transversal de la sección.

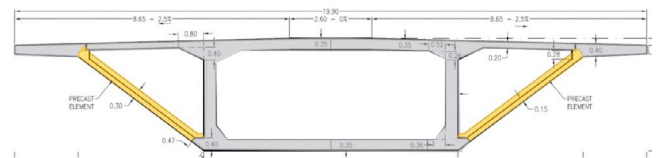


Figura 8. Sección transversal tipo.

Estos paneles, con un ancho tipo de 1.6 m se prefabricaron en taller y acopiaron en obra.



Figura 9. Panel prefabricado de alma inclinada.

3.3 Tablero sobre cimbra

Como ya se ha indicado, los vanos de aproximación, que comprenden del estribo 1 a pila 3 en el oeste y de pila 5 a estribo 2 en el este se realizaron mediante cimbra al terreno.

En estos tramos, la estructura se encuentra entre 5 y 20 metros sobre el terreno natural, que se encuentra dentro de los rangos habituales para este tipo de metodología constructiva.



Figura 10. Tramo de cimbra sobre el vano 1 y 2.

La solución, propuesta por el equipo de construcción, se realizó buscando una minimización de los medios auxiliares y con el objetivo de acelerar el proceso constructivo y tenía las siguientes características.

- La cimbra debería tener un número reducido de apoyos al terreno para evitar ejecutar cimentaciones temporales.
- La cimbra tendría capacidad portante reducida, requiriéndose que la sección transversal se ejecutara en 3 fases (cajón U inferior, losa superior y alas), transfiriendo parte de la carga de las nuevas fases a las ya ejecutadas tras efectuar un pretensado parcial.
- Longitudinalmente se efectuarían tramos de la mayor longitud posible para las fases 1 y 2, que gobernaban el trazado de pretensado de estos vanos y la disposición de diafragmas y anclajes, efectuándose la tercera fase con un carro de alas específicamente diseñado.

Debido a los requerimientos del anejo nacional del eurocódigo de la normativa irlandesa, que requiere descompresión en toda la sección [1] y no únicamente a una distancia de la vaina, esta

ejecución requiere aumentar de forma significativa las cuantías de pretensado de estos vanos debido a los estados tensionales generados por la construcción multifase tanto en el cálculo global como a nivel seccional

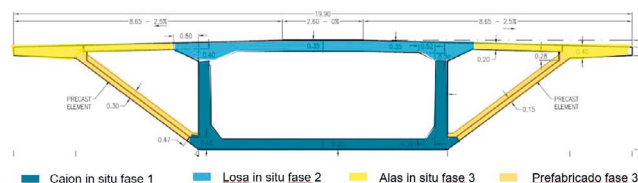


Figura 11. Fases de ejecución en cimbra.



Figura 12. Carro de alas sobre vano 3.

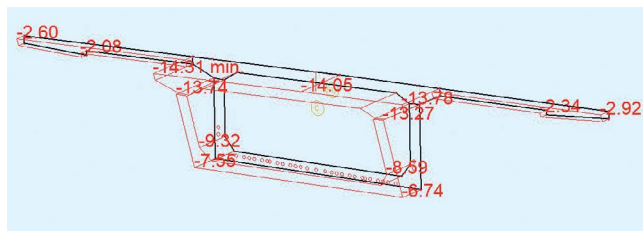


Figura 13. Sección en vano 7 bajo cargas permanentes.

3.4 Tablero en voladizo

3.4.1 General

Los vanos centrales de 230 metros de luz se efectuaron con carros de avance en voladizo con carro de sección completa.

Con el fin de minimizar el plazo se utilizaron cuatro carros idénticos. Dada la asimetría de pilonos, únicamente el pilono 4 requería avance en voladizo con dos frentes mientras que los pilonos 3 y 5 tenían un único frente al haberse realizado los vanos laterales con cimbra.



Figura 14. Voladizo en pila 4 (y Push-pull prop).

Fue necesario disponer de 3 pilas temporales:

- Dos en los vanos laterales de 95m que, al haberse ejecutado con cimbra no son capaces de resistir eficientemente su peso propio hasta que se coloquen los cables de atirantamiento, lo cual estaba condicionado al avance en voladizo desde las pilas 3 y 5. Precisamente por esta circunstancia es necesario disponer 4 tendones de pretensado exterior en los vanos laterales de 95m. Estos tendones se destesan una vez el tablero es continuo de estribo a estribo.



Figura 15. Pilas 1, 2, Temporal 1 y Pila 3.

- Un apoyo temporal capaz de resistir tracciones y compresiones para recoger las cargas descompensadas durante la construcción del voladizo de pila 4.

3.4.2 Longitud y ciclo de dovela.

Debido al ángulo extremadamente pequeño de los cables con el tablero (entre 9 y 11 grados), la longitud de la dovela estaba condicionada por la propia separación de los cables, que se estableció en 6.50 metros.

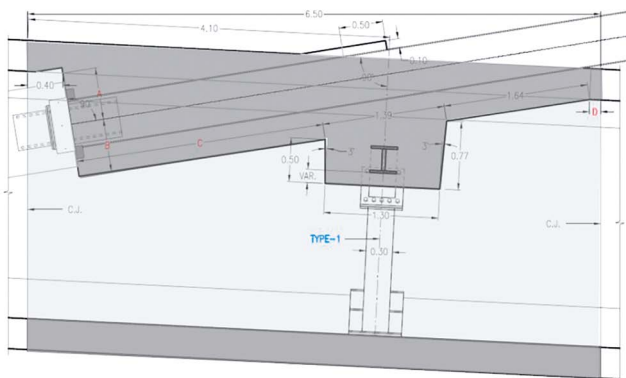


Figura 16. Sección longitudinal de la dovela tipo en con cable.



Figura 17. Dovela "0" sobre pila 4. Construida sobre cimbra.

La primera dovela sobre pila 4 se proyectó con una longitud de 12 metros para poder ejecutar la colocación de los carros. Esta dovela era además integral con la pila pues es el punto fijo del tablero respecto a movimientos horizontales en la situación de servicio.

Las primeras dovelas más cercanas a las pilas, tanto por el aumento del canto como por consiguiente el peso, como por la ausencia de cables en esta zona, se realizaron de menor longitud (4.50 metros) por capacidad de carro.

Desde el punto de vista del ciclo constructivo, la secuencia acordada con el equipo de construcción, y que condicionaba el pretensado de continuidad fue el siguiente:

- Hormigonado de la dovela "n"
- Tras un mínimo 36h, y si el hormigón alcanzaba la resistencia requerida (37N/mm² en hormigones C50/60 y 50N/mm² en C80/95), se realizaba el pretensado de la dovela "n".
- Avance de carro a la dovela "n+1".
- Pretensado transversal de la dovela "n-1".
- Colocación parcial de ferralla y puntales de la dovela "n+1".
- Tesado del cable principal de la dovela "n-1".
- Colocación de placas prefabricadas y resto de ferralla de dovela "n+1".
- Hormigonado de la dovela "n+1".

El pretensado longitudinal de fase, se realizó mediante cables en las primeras dovelas y, una vez el cálculo lo permitía, mediante barras pretensadas de 47mm para agilizar el plazo.

Si bien en principio se previó un ciclo de hormigonado de entre 7 y 15 días, los plazos realizados en obra resultaron mucho más variables por múltiples razones, lo que complicó el control geométrico.

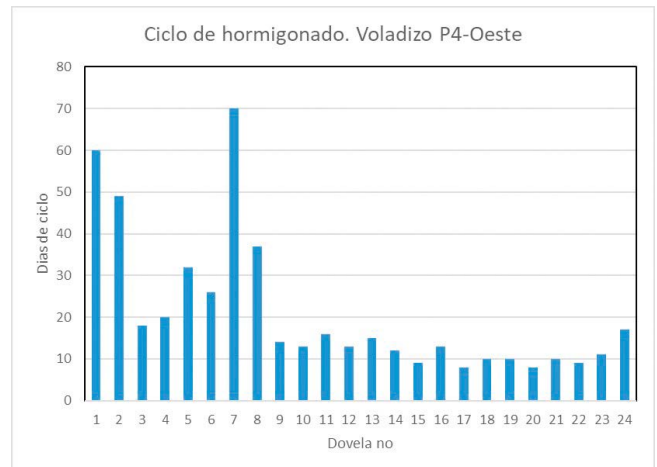


Figura 18. Tiempos de ejecución de dovelas.

Los cables de atirantamiento principal, con un número de tonos variable entre 109 (pilas 3 y 5) y 109-123-125 (pila 4) se tesaron durante la construcción del voladizo a una fuerza del orden de 0.4 GUTS con el fin de optimizar las cuantías de pretensado longitudinal.

3.4.3 Estudios específicos de fluencia y retracción

Debido al uso de múltiples hormigones en el tablero (C50/60, C60/75 y C80/95), incluyendo hormigones de alta resistencia, se realizaron ensayos específicos de fluencia y retracción a las edades más tempranas posibles, que debido a problemas logísticos de acceso a laboratorio, fueron de 7 días.

Desde el punto de vista del análisis del proceso constructivo, se realizaron dos modelos de cálculo de fase a fase con

dos paquetes de cálculo independientes (Sofistik- ARUP- y software propio -FCFSL-). La fluencia se implementó de forma diferente en los modelos con el fin de evaluar la influencia en las flechas previstas en la orientación de carro. En uno de los modelos se implementó la formulación de la EHE [3] mientras que en el otro modelo se realizaron los ajustes de funciones permitidos por el Eurocódigo [2], llegándose a la conclusión de que la influencia era poco significativa.

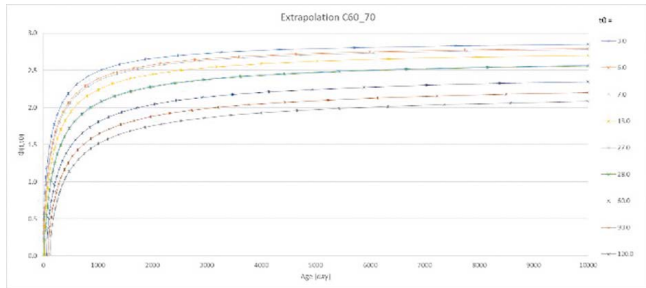


Figura 19. Curvas de fluencia basadas en el ajuste de los ensayos según Apéndice B de EN1992-2(B-104).

Para el cálculo de contraflechas, se realizó un reajuste en cada fase de construcción a los tiempos de ejecución ya realizados y previstos para el resto de la construcción. Desde un punto de vista general, la cota de cierre prevista se encontraba por debajo de la cota final ya que las fases posteriores (resto de carga permanente, retesado de cable y fluencia) producían una deformada positiva en el tablero.

3.4.4 Comportamiento durante la construcción

Como parte del control geométrico, se realizó una orientación de carros, contrastada contra los dos modelos realizados de forma independiente una vez por ciclo tras el hormigonado de cada dovela.

Si bien los resultados obtenidos en las primeras dovelas se encontraban dentro de las tolerancias previstas, a partir de la dovela 12 de la pila central se empezaron a encontrar discrepancias significativas entre las deformaciones previstas en los dos modelos y los resultados suministrados por topografía; esto llevó, particularmente en las dovelas 14 a 20, a un control más exhaustivo de la geometría y las deformaciones, incluso en fases intermedias del ciclo.

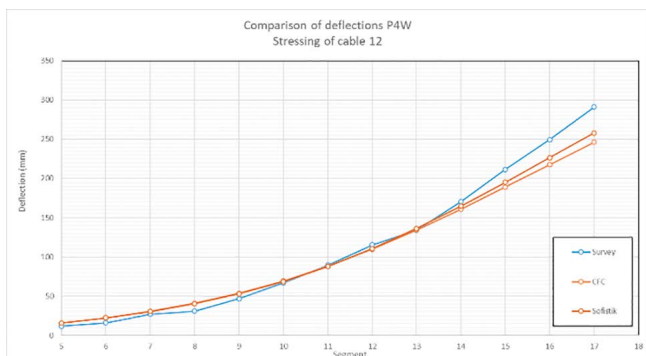


Figura 20. Comparación de deformada del voladizo oeste tras tesar el cable 12 (dovela 17).

Si bien no fue posible establecer conclusiones definitivas sobre el incremento de flexibilidad del voladizo a partir de la dovela

12, las razones más plausibles que se encontraron fueron la reducción del tiempo de ciclo y posiblemente ligeros cambios en la dosificación del hormigón de alta resistencia a partir de esta dovela, que aumentó su trabajabilidad. Como medida de prudencia se aumentó el tiempo de tesado tras hormigonado de la dovela de frente de 36 a 60 horas en el resto de las dovelas del voladizo.

3.4.5 Elementos de bloqueo en la fase de cierre

Debido a la diferencia en longitud de los voladizos de los vanos principales (90 metros desde las torres laterales y 140 metros desde la central) las deformaciones de los voladizos, tanto durante la construcción como durante el hormigonado de cierre son claramente diferentes.



Figura 21. Flecha diferencial en voladizo de vano 4.

La mayor diferencia de flechas entre voladizos, antes de tesar el cable 17 en los voladizos de pila 4, era superior a los 700mm.

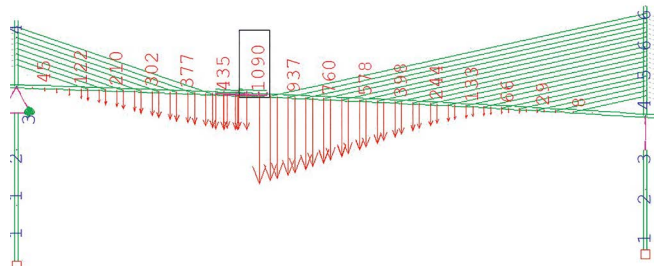


Figura 22. Flecha diferencial en voladizo de vano 4 (modelo Sofistik).

Con el fin de corregir la flecha diferencial entre voladizos, así como para asegurar que, durante las fases de cierre y hormigonado de la dovela de continuidad, no se produjeran movimientos relativos entre los dos voladizos, se diseñó un elemento específico para estas actividades. Este elemento tenía la capacidad de soportar tanto cortantes como giros.

El elemento de bloqueo consistió en un par de vigas de 1.5 m de canto con 4 filas de barras McAlloy que permitían no solo corregir hasta un máximo de 400 mm de flecha (en el cierre hubo que corregir, en línea con la previsión de los modelos, aproximadamente 120 a 180 mm según el voladizo) sino también asegurar que tanto los giros como los desplazamientos estaban bloqueados durante el hormigonado de la dovela de cierre.

Es importante resaltar que, durante las fases de voladizo de la pila central, los voladizos de pila 4 tenían una longitud de 140m, lo que teniendo en cuenta que la sección en la zona de canto constante tiene 3.50m, representa una gran esbeltez.

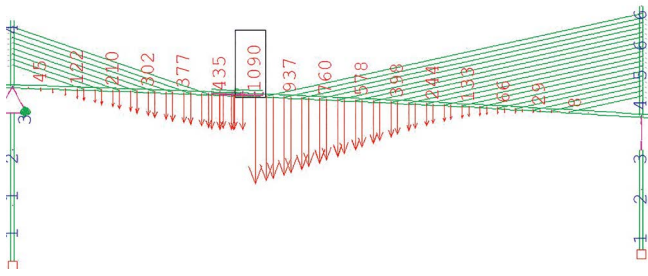


Figura 22. Vigas de bloqueo del voladizo.



Figura 23. Alzado del puente durante el hormigonado de la última dovela de la pila 4.

4. CAMBIO DE APOYO EN PILA 5

Tras el tesado de las vigas de cierre que proporcionaba por primera vez continuidad longitudinal a la estructura en toda su extensión, se procedió a liberar los puntos fijos horizontales, que hasta ese momento se encontraban en el estribo 1 para el tramo oeste y en la pila 5 para el este, pues el puente en su situación final se encuentra sobre apoyos “pot-teflon” guiados longitudinalmente, con la excepción de la pila central que, como ya se ha indicado, es integral con el tablero.



Figura 24. Apoyo tipo pot de pila 5 sobre plinto defectuoso.

En ese momento, se detectó que en la cara oculta del plinto de tablero de uno de los apoyos de pila 5, localizado bajo uno de los pilonos cortos, un defecto no registrado en el hormigón había causado una abolladura en el apoyo que obligó a efectuar una operación de cambio urgente de apoyos y reparación de la zona dañada, con dificultades añadidas de incertidumbres en otras áreas de la calidad del hormigón en la cara inferior del tablero en ese apoyo. En el momento de la detección del defecto los dos apoyos de pila 5 tenían una carga vertical de aproximadamente 4000 toneladas cada uno.

El gateado y reparación del apoyo se realizó en dos fases con el fin de minimizar el impacto en el programa de trabajos ya que el tiempo de fabricación del nuevo apoyo estaba previsto en varios meses. Para ello se utilizaron de forma tempo-

ral apoyos de neopreno que habían estado dispuestos en las pilas temporales.



Figura 25. Sistema de gateo para la reparación y reemplazo del apoyo dañado en pila 5

5. RETESADO DE CABLES Y ACABADOS

Por último, una vez completadas las secciones estructurales del tablero tras ejecutar las dovelas de cierre y después de ejecutar el pretensado de continuidad en la losa inferior, se diseñó un retesado de cargas de los cables principales hasta su carga final en paralelo con las actividades de colocación de carga permanente mediante un sistema de monitoreo diario y comprobación de las cargas en los cables antes y después del retesado de cada una de las 34 parejas de cables.

El puente fue finalmente abierto al tráfico en enero de 2020.

6. CONCLUSIONES

El Puente extradosado sobre el río Barrow es un hito en el diseño y construcción de puentes de esta tipología. Siendo probablemente el de mayor luz con una sección de hormigón, su diseño y construcción ha representado un reto de importantes dimensiones para el equipo de diseño y construcción.

Dada la esbeltez del tablero, 3.5 m de canto con un voladizo máximo de 140 m en construcción y unos cables extremadamente bajos (10 grados con el tablero) el control geométrico de flechas durante la construcción fue especialmente complicado, con las dificultades añadidas del comportamiento a edades tempranas de hormigones de alta resistencia.

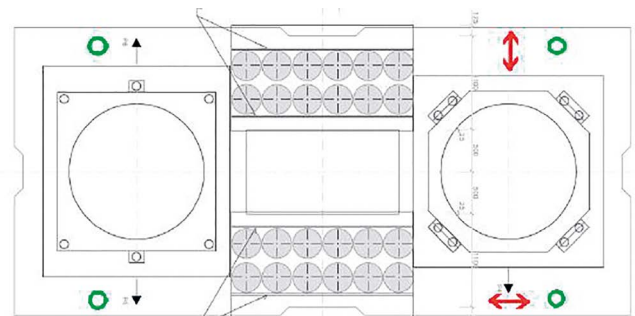


Figura 25. Sistema de gateo para la reparación y reemplazo del apoyo dañado en pila 5.

7.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean mostrar su agradecimiento a otros miembros del equipo de diseño cuya colaboración ha sido fundamental en el desarrollo del proyecto, principalmente Borja Martín en CFC y Claudia Sanromán en ARUP, asimismo es importante resaltar la labor la UTE de construcción (New Ross Joint Venture) constituida por las empresas Dragados y BAM Ireland, con especial mención a los servicios Técnicos de Dragados (Ggravity) y a Pondio Ingenieros por su colaboración en los elementos de cierre y gateo del cambio de apoyo en pila 5.

Por último a la labor realizada por los representantes de la Autoridad (Transport Infrastructure Ireland) especialmente a Mary Bowe, John Iliff y Fergal Cahill por su colaboración en el desarrollo de este proyecto.

Referencias

- [1] EN 1992-1-1. Tabla 7.101 Anejo Nacional irlandés.
- [2] EN 1992-2. Anejo B. Curvas de fluencia obtenidas por medios experimentales.
- [3] EHE-08. Instrucción del hormigón estructural (RD 1247/2008).

Nueva metodología para la delimitación de las zonas a reparar de un hormigón afectado por corrosión

New Methodology for the Delimitation of Areas to be Repaired of a Concrete Affected by Corrosion

Servando Chinchón Payá^{*,a}, Javier Sánchez Montero^b, Luis M^a Ortega Basagoiti^c,
Jesús García Mateos^d, Nuria Rebolledo Ramos^e, Julio Emilio Torres Martín^f,
Jaime Peribáñez Sebastián^g

^a PhD Chemist. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC)
^b PhD Eng. Chemist. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC)
^c Civil Eng. Retineo Ingeniería
^d Tech. Civil Eng. Retineo Ingeniería
^e Chemical Engineer. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC)
^f PhD Eng. Material. Instituto Eduardo Torroja Ciencias de la Construcción (IETcc-CSIC)
^g Civil Eng. Retineo Ingeniería

Recibido el 7 de junio de 2019; aceptado el 4 de abril de 2020

RESUMEN

Este artículo describe el uso en obra de un equipo portátil de fluorescencia de rayos X (FRX) para la cuantificación en obra de cloruros en muestras de hormigón extraídas de una estructura afectada por corrosión. Su aplicación permite delimitar con un criterio más adecuado las zonas a reparar, extendiendo la intervención a zonas adyacentes a las claramente dañadas, aparentemente sanas, pero en las que la concentración de cloruros en el hormigón supera el límite propuesto por la EHE.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

KEYWORDS: Reparación, refuerzo de estructuras, pFRX, cloruros.

ABSTRACT

This paper describes the use on site of a portable X-ray fluorescence equipment (pFRX) for the quantification of chlorides in concrete samples taken from a structure affected by corrosion. Its application allows to delimit with more appropriate criteria the areas to be repaired by extending the intervention to areas adjacent to those clearly damaged, apparently healthy, but in which the concentration of chlorides in the concrete exceeds the threshold proposed by the EHE.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

PALABRAS CLAVE: Concrete repair, structure reinforcement, pFRX, chlorides.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Problemática de cloruros y corrosión de armaduras

La corrosión de las armaduras, principalmente por el efecto de

los iones cloruro, es la principal causa de disminución de la vida útil de las estructuras de hormigón armado [1-3]. Como es sabido, el hormigón es un material con un pH alto (básico) lo cual sitúa al acero en unas condiciones de pasividad, puesto que proporciona la formación de una capa pasiva en la superficie de la armadura [4]. Sin embargo, al tratarse de un material poroso,

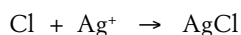
* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: servando@ietcc.csic.es (Servando Chinchón Payá).

la acción del CO₂ y/o los iones cloruro provoca la pérdida de esta capa de protección pasiva del acero. Mientras el CO₂ produce una disminución en el pH del agua presente en los poros del hormigón, lo cual induce la corrosión del acero y provoca una corrosión generalizada, en el caso de los cloruros provocan la rotura de la capa pasiva de forma localizada y da lugar a una corrosión por picaduras [5, 6]. En función del grado de deterioro o avance de la corrosión, se producen los siguientes efectos en la estructura que van disminuyendo de forma gradual su capacidad resistente y, por lo tanto, su seguridad hasta poder alcanzar el colapso parcial o total de la misma: i) pérdida de sección de la armadura, ii) pérdida de adherencia con el hormigón, iii) fisuración o incluso pérdida del recubrimiento de hormigón, y iv) fragilización o rotura de las armaduras.

Respecto a la corrosión provocada por los iones cloruros, es necesario alcanzar una concentración mínima de los mismos a la altura de la armadura para que se desencadene el proceso de corrosión. No existe una unanimidad en la literatura sobre este umbral, ni tan siquiera sobre el propio método de ensayo [2, 7] para cuantificarlos.

1.2 Cuantificación de cloruros

El método normalizado de referencia para la cuantificación de iones cloruros en una muestra (Método de Volhard) se basa en la baja solubilidad que tiene el cloruro de plata, compuesto que se forma cuando en una misma disolución coexisten iones cloruro e iones plata.



solubilidad AgCl = 1.9 mg/l H₂O

Dado que la reacción anterior se produce en medio acuoso, previamente la muestra sólida que contiene los cloruros ha de digerirse, acidificándose, para que dichos iones pasen a la fase acuosa.

Todos estos procesos de preparación de la muestra, disolución y precipitación son costosos en tiempo y forma pues han de llevarse a cabo en un laboratorio habilitado y con personal específicamente formado [8].

Existen otras técnicas para la cuantificación de cloruros entre las que podemos destacar la cromatografía iónica (CI) y la fluorescencia de rayos X (FRX). Mientras que la primera de estas técnicas necesita la muestra en fase líquida, la segunda se utiliza en muestras sólidas, generalmente en polvo muy fino. Sin embargo, tanto la CI como la FRX son técnicas que necesitan dispositivos muy caros y por tanto la cuantificación de cloruros es mucho más costosa que empleando el método de Volhard. Y, en cualquier caso, hasta ahora todos esos ensayos tenían que ser realizados en laboratorio, con el consiguiente coste y pérdida de la agilidad necesaria para la toma de decisiones cuando se trata de delimitar la zona a reparar de un elemento ya dañado por corrosión de armaduras.

Los equipos de FRX portátiles se han utilizado en diferentes campos tales como el análisis de suelos en geoquímica [9-12] o para conocer la composición de aleaciones metálicas en aceros o la industria de la reutilización y reciclado [13], en el análisis de obras artísticas, restos arqueológicos y cerámicos [14, 15] y en estudios variados de índole medioambiental y gestión de residuos [16-19]. Sin embargo, hay muy pocos trabajos que utilicen la técnica de FRX en

materiales de construcción [20] y no se han encontrado en la bibliografía científica artículos que muestren el uso de estos equipos portátiles en ese campo, y menos aún como apoyo a la identificación de patologías en hormigones.

1.3 Actuaciones en las reparaciones por parcheo

Una solución habitual de reparación de los daños provocados por la corrosión de armaduras (fisuras en el hormigón siguiendo la dirección de las armaduras, desprendimientos del recubrimiento de hormigón, pérdida de sección de las armaduras por la corrosión de las mismas..., etc.) cuando estos no han llegado a afectar de forma significativa a la capacidad resistente del elemento, es la conocida coloquialmente como “parcheo”. Su finalidad es, primordialmente, restituir la capacidad protectora del hormigón deteriorado hacia las armaduras que recubre y evitar el riesgo asociado de desprendimiento de fragmentos del recubrimiento de hormigón que pueden dar lugar a accidentes más o menos graves en el caso de presencia o circulación de vehículos o personas por debajo de la estructura dañada.

El parcheo supone la eliminación del hormigón deteriorado, la limpieza de las armaduras corroídas y su posterior protección contra una futura corrosión mediante inhibidores o pasivantes y la sustitución del hormigón deteriorado y carbonatado o contaminado por cloruros, con un material que suele ser habitualmente un mortero de reparación.

En el coste de esta reparación influye de manera fundamental la extensión a la que deba afectar la misma, tanto en superficie como en profundidad, puesto que se traduce en volumen de hormigón original a eliminar que posteriormente debe ser sustituido por el mortero de reparación.

Esta técnica de reparación está ampliamente extendida, aunque ha presentado tradicionalmente determinados problemas que han venido siendo estudiados por los investigadores, dando lugar a numerosas referencias sobre el tema [21-24]. Estos problemas se relacionan con la aparición de fenómenos de corrosión en zonas adyacentes a las reparadas en plazos relativamente cortos después de efectuada la reparación (entre unos cuantos meses y un año [23]).

Se puede afirmar que el procedimiento de reparación descrito, que está siendo aplicado en numerosas estructuras con daños por corrosión de armaduras, no garantiza que no se produzcan nuevos daños por procesos patológicos asociados a la corrosión de las armaduras en zonas próximas a las parcheadas, si no se asegura que el hormigón es eliminado en todas las zonas en las que el frente de carbonatación o la profundidad del contenido crítico de cloruros haya alcanzado el nivel de las armaduras [21].

Si tales condiciones no se cumplen, la durabilidad de una reparación de parcheo puede resultar muy limitada en el tiempo y empezar a detectarse corrosiones en las zonas adyacentes en el plazo de unos pocos meses, que podrían incluso provocar el propio desprendimiento de la zona parcheada [21].

1.4 Métodos actuales más utilizados en patología de hormigón armado para detectar corrosión en armaduras

Para detectar posibles procesos de corrosión en armaduras se pueden utilizar dispositivos de medida de parámetros elec-

troquímicos que puedan dar información del estado del acero del hormigón armado. Corrosímetros del estilo GECOR [25] permiten conocer, en condiciones de análisis específicas, la presencia de procesos activos de corrosión de las armaduras de refuerzo antes de que lleguen a aparecer síntomas visibles claros de la existencia de tales procesos de corrosión.

Complementariamente, las técnicas de ensayo aplicables para determinar el contenido en cloruros del hormigón o el avance del frente de carbonatación (véase el apartado 1.2 anterior) resultarán de gran utilidad para determinar si tales procesos de corrosión son debidos a uno u otro agente agresivo y, como se ha comentado, para fijar con un criterio lógico, la extensión de las reparaciones por parcheo.

1.5 Objetivos de este estudio

El objetivo de este trabajo es mostrar que el uso de un equipo de pFRX permite conocer in situ la concentración de cloruros en los puntos deseados de una estructura, sin necesidad de retrasar las intervenciones por esperar resultados de análisis en laboratorio. De esta forma se posibilita delimitar rápidamente y con más objetividad las áreas a reparar.

2. APLICACIÓN EN OBRA. METODOLOGÍA.

Se expone la aplicación llevada a cabo en elementos de un puente que presentaba daños en el hormigón por corrosión de armaduras, razón por la que se había planteado su reparación. En la realización del trabajo se han empleado un corrosímetro GECOR y un equipo portátil de FRX.

2.1 Medidas in situ de parámetros de corrosión

La obtención de parámetros electroquímicos se realizó in situ con el equipo GECOR que permite medir potencial de corrosión, resistividad y velocidad de corrosión [25]. Para realizar estas medidas únicamente es necesario tener una conexión eléctrica con la armadura en un punto, posteriormente las medidas se realizan de forma no destructiva a través del recubrimiento del hormigón. El equipo permite hacer un mapeo del potencial de corrosión y la resistividad que permite identificar las zonas que se encuentran activas y las que se encuentran pasivas. Posteriormente, se realizan las medidas de intensidad de corrosión (en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) mediante el método confinado de la corriente, a través de las cuales se puede estimar la velocidad instantánea de pérdida de sección en la armadura (en $\text{mm}/\text{año}$ [25-28]).

La interpretación de las medidas de potencial de corrosión se suele hacer calificando el riesgo según el criterio (Norma UNE 112083 [29]) que se recoge en la Tabla 1.

TABLA 1.
Clasificación en niveles del potencial de corrosión

Ecorr vs. Cu/CuSO_4 (mV)	Probabilidad de corrosión
> -275	10%
-275 a -425	50%
< -425	90%

En relación con la resistividad del hormigón, valores de esta superiores a $2000 \Omega\cdot\text{m}$ no permiten distinguir entre acero en estado activo o pasivo de corrosión. Las velocidades de corrosión serán bajas, independientemente del contenido de cloruros o nivel de carbonatación. Es, por tanto, un parámetro importante a la hora de interpretar las medidas de intensidad de corrosión puesto que intensidades de corrosión nulas o muy bajas con resistividades altas no implican que no puedan transformarse en intensidades altas cuando el hormigón esté húmedo y la resistividad, por tanto, baje.

2.2 Equipo portátil de FRX

El equipo portátil de FRX utilizado es un equipo Olympus Innov-X, modelo Delta. Se dispone también de Workstation para conectar el equipo a un ordenador y monitorizar los ensayos desde el mismo.

Para la óptima cuantificación de cloruros en muestras de hormigón, se realizó en laboratorio una calibración previa comprobando la respuesta instrumental resultando necesario aplicar un factor de corrección de 1.17 a los valores obtenidos con el equipo de pFRX.

Ya en la obra, el equipo se conectó a un ordenador portátil para el manejo del software, y ambos a un generador externo para aportarles la necesaria energía.

La extracción de las muestras se realizó mediante taladro con broca especial para hormigón. Se utilizó un recipiente de plástico que, a modo de embudo, recogiera todo el polvo generado durante el taladro minimizando al máximo las pérdidas. El polvo fue trasvasado a unos recipientes cilíndricos que a modo de portamuestras se introdujeron en la Workstation del equipo de pFRX para el análisis.

2.3 Datos de la obra

Se trata de un viaducto con vanos isostáticos de luces variables en torno a los 13 a 15 m. Las pilas, de altura variable, tienen un doble fuste circular, sobre los que se empotra un dintel tipo martillo, de canto constante en la zona central entre fustes y variable en los extremos.

El elemento A corresponde a un fuste del viaducto contaminado por cloruros debidos al uso de sales de deshielo (ver figura 1). El elemento no presenta problemas de fisuración, ni daños visuales y, por tanto, no es considerado como un elemento a reparar dentro de la estructura.

La figura 2 muestra una fotografía del segundo elemento estudiado.

En este caso, el elemento B analizado presenta zonas reparadas (puntos A y B) y zonas no reparadas (puntos 1-15).

Las camaras o asientos de apoyos, identificados como elemento C (figura 3) estaban aparentemente más degradados y eran de un hormigón más pobre.

2.4 Análisis

Se realizaron varios análisis en diferentes puntos de un fuste y del dintel ilustrados en las fotografías de las imágenes figura 1 y figura 2. Los puntos de dichas figuras ubican las zonas analizadas. En ambos elementos se obtuvieron (1) valores electroquímicos mediante GECOR, primero un mapeo de probabilidad

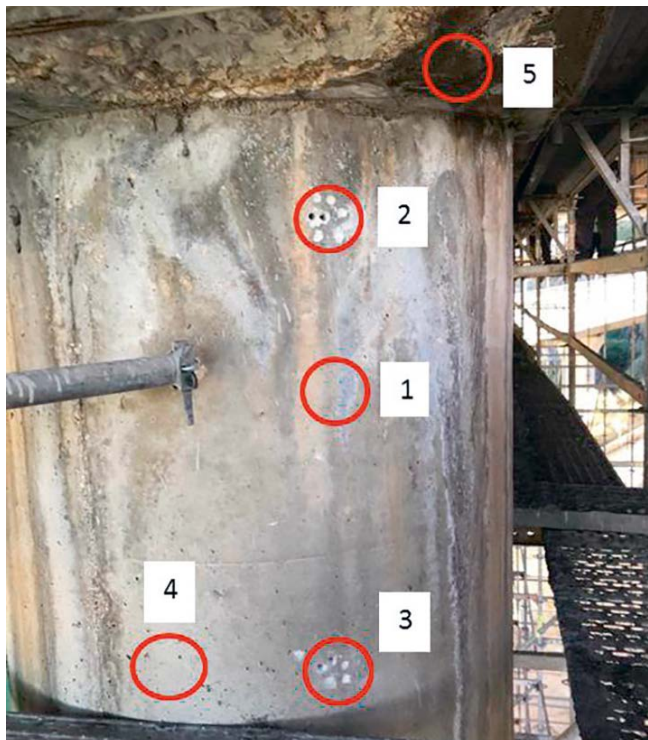


Figura 1. Fuste con puntos donde se llevaron a cabo los análisis. Elemento A.

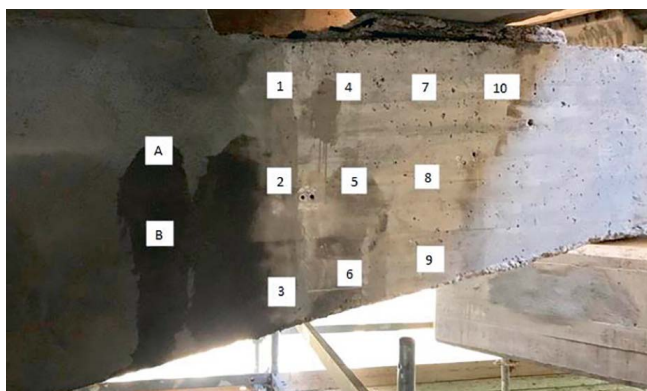


Figura 2. Dintel con puntos donde se llevaron a cabo los análisis. Elemento B.



Figura 3. Camas de asiento. Elemento C.

de corrosión y después de velocidad de corrosión cuando fuera necesario y (2) se cuantificó la concentración de cloruros mediante pFRX aunque no de todos los puntos señalados.

La figura 3 ilustra también cuatro zonas, de cuatro camas de asiento, también analizadas, aunque esta vez solo se cuantificó la cantidad de cloruros presente en el hormigón.

Dado que la EHE [30] establece un umbral de cloruros de 0,6% en relación al peso de cemento para considerar que la concentración de cloruros es lo suficientemente importante para provocar daños por corrosión, se hace necesario suponer una dosificación de una cierta cantidad de kg de cemento por m³ de hormigón, para poder así transformar los datos de cuantificación de cloruros aportados por el equipo a las mismas unidades de porcentaje en peso de cemento y comprobar si la cantidad de cloruros supera el límite de la norma antes indicado.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se muestran a continuación los principales resultados obtenidos en todas las muestras/zonas analizadas.

Elemento A.

Se realizan medidas electroquímicas in situ con el equipo GECOR. La tabla 2 recoge los datos de potencial de corrosión y resistividad del hormigón. Los potenciales de corrosión obtenidos sitúan la estructura en un riesgo de corrosión en torno al 50%, sin embargo, las medidas de resistividad son muy superiores a 2000 Ω -m, lo que indica que la estructura está muy seca y el proceso de corrosión está inactivo. Se intentaron llevar a cabo medidas cuantitativas de intensidad de corrosión, pero debido a la alta resistividad obtenida no fue posible.

TABLA 2. Mapeo de probabilidad de corrosión. Datos obtenidos mediante GECOR en el elemento de estudio A.

Elemento A	Ecorr vs. Cu/CuSO4 (mV)	Resistividad (Ω 'm)
1	-446	7560
2	-394	9150
3	-355	9990
4	-431	9550

Los datos de potencial de corrosión indican un posible problema futuro de corrosión que en el momento puntual en el que se realizaron las medidas podría estar inactivo, pero que, tras un periodo de lluvias o época de invierno, podría volver a activarse, degradando un elemento que no ha sido contemplado durante los procesos de reparación.

La tabla 3 recoge la concentración de cloruros en las muestras analizadas *in situ*, que corresponden a los puntos 2 y 3. Los resultados se expresan en % de cloruros respecto a peso de hormigón (p.h) y % de cloruros respecto a peso de cemento (p.c.) en dos hipótesis (suponiendo un contenido de 275 (p.c.1) y 400 (p.c.2) kg de cemento por m³ de hormigón).

TABLA 3.
Resultados de cuantificación de cloruros en muestras extraídas del elemento A, donde D es la profundidad de extracción de muestra

D en cm	Punto 2			Punto 3		
	%p.h	%p.c.	%p.c.	%p.h	%p.c.	%p.c.
		1	2	1	2	2
0	0,092	0,771	0,530	0,077	0,644	0,443
1	0,087	0,728	0,500	0,084	0,703	0,483
2	0,084	0,705	0,485	-	-	-
3	0,067	0,563	0,387	-	-	-
4*	0,056	0,465	0,320	-	-	-

*hormigón en contacto directo con la armadura

Los porcentajes de cloruros obtenidos en las muestras extraídas en el punto 2 en contacto con la armadura (4 cm de distancia) se acercan en zonas próximas a la armadura al valor del 0,6% en peso de cemento para la comprobación del Estado Límite en relación con la corrosión de las armaduras pasivas para la hipótesis de dosificación de cemento baja. La misma tendencia se observa en el punto 3, donde los datos en superficie y a 1 cm de profundidad arrojan valores similares. Por otro lado, si se supone una dosificación más alta de cemento por m³ de hormigón (400 kg/m³), todos los valores resultarían inferiores a 0,55%. Es decir, se acercan al umbral límite de la EHE, pero no lo alcanzan. Dado que este umbral debe haberse adoptado con un criterio conservador, eso explicaría la ausencia de daños por corrosión en este momento en el elemento.

Sin embargo, nos encontramos ante una estructura contaminada por cloruros, que de no ser tratada podría presentar deterioro en un plazo breve.

Elemento B.

En la tabla 4 se muestran las medidas de potencial de corrosión, resistividad e intensidad de corrosión. Las medidas se han realizado en dos fechas diferentes, con el fin de estudiar cómo evolucionaban los parámetros electroquímicos en la zona reparada.

La acotación de la zona de reparación (delimitación de la reparación por parcheo), se ha realizado mediante inspección visual y sónica.

Los puntos 1-15 se ubican en zonas no reparadas mientras que los puntos A y B corresponden a dos puntos de la zona ya reparada.

Los parámetros electroquímicos de corrosión muestran una estructura donde la zona no reparada (puntos del 1 al 15) presenta potenciales de corrosión más positivos de -275 mV, con resistividades que se sitúan en un amplio rango situado entre 512 Ω·m y más de 5000 Ω·m, lo que permite verificar que, en aquellos puntos con resistividades bajas no existe, actualmente, un proceso de corrosión.

Los puntos A y B muestran potenciales de corrosión que se sitúan en la zona de probabilidad del 50%, resistividades del hormigón bajas, donde esta variable deja de ser el parámetro controlante y velocidades de corrosión muy por encima de 0,1 μA/cm² (límite inferior considerado para el umbral de despasivación del acero), situándose en niveles altos de corrosión. Estos valores, obtenidos a las 24 horas de la reparación, pueden llevar a errores de interpretación, ya que no son atribuibles a una incorrecta reparación, sino a que no se había producido el proceso de repasivación de los aceros tras la limpieza y parcheo realizados.

Dos semanas después de la reparación, los valores de velocidad de corrosión disminuyeron significativamente, si-

TABLA 3.
Potencial de corrosión (vs. Cu/CuSO₄), resistividad e intensidad de corrosión. Datos obtenidos mediante GECOR en el elemento de estudio B.

Elemento B	24 horas tras la reparación			15 días tras la reparación		
	Ecorr vs. Cu/CuSO ₄ (mV)	Icorr (μA/cm ²)	Resistividad (Ω·m)	Ecorr vs. Cu/CuSO ₄ (mV)	Icorr (μA/cm ²)	Resistividad (Ω·m)
1	-260	-	512	-	-	-
2	-278	0,086	2320	-270	0,080	2750
3	-272	0,053	2700	-	-	-
4	-260	-	513	-	-	-
5	-254	-	650	-245	0,060	3960
6	-183	-	3580	-	-	-
7	-265	-	2000	-	-	-
8	-221	0,090	2560	-256	0,120	1052
9	-118	-	5370	-	-	-
10	-220	-	1960	-	-	-
11	-195	-	8110	-	-	-
12	-101	-	9060	-	-	-
13	-126	-	8660	-	-	-
14	-95	-	9990	-	-	-
15	-86	-	9990	-	-	-
A	-312	2,906	98	-225	0,450	50
B	-292	1,056	400	-282	0,160	456

tuándose en valores de corrosión bajos ($0,1-0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), lo que hace suponer que se estaba ya formando la capa pasiva. Para poder comprobar la eficacia total de la reparación sería conveniente efectuar un seguimiento de la misma con más tiempo, pues es esperable que a los 30 días la velocidad de corrosión baje hasta los valores inferiores a $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

En la *tabla 5* se puede observar la concentración de cloruros en las muestras analizadas en esta zona, correspondientes a los puntos 2 y 11, siendo el 2 el más cercano a la zona reparada. Los resultados se expresan en % de cloruros respecto a peso de hormigón y % de cloruros respecto a peso de cemento, suponiendo un contenido de 275 (p.c.1) y 400 kg (p.c.2) de cemento por m³ de hormigón.

TABLA 5.
Resultados de cuantificación de cloruros en muestras extraídas del elemento B.

Distancia (cm)	Punto 2			Punto 11		
	%p.h.	% p.c.1	% p.c.2	%p.h.	%p.c.1	% p.c.2
0	0,061	0,514	0,353	0,077	0,641	0,441
1	0,062	0,519	0,357	0,091	0,762	0,524
2	0,042	0,351	0,242	0,054	0,455	0,313
3*	0,086	0,716	0,492	-	-	-

*hormigón en contacto directo con la armadura

La concentración de cloruros es muy similar en el punto 2 y en el punto 11. Ambos puntos siguen contaminados por cloruros con concentraciones en zonas próximas a la armadura (3 cm de recubrimiento) que llegan al límite del 0,6% de cloruros en peso de cemento considerado como valor límite si se supone un contenido de cemento de 275 Kg/m³ de hormigón (escenario más conservador). Esto no coincide con lo obtenido mediante técnicas electroquímicas donde no se detectaban procesos de corrosión.

Se observa, pues, que existen zonas del elemento B aún contaminadas por cloruros que, si bien no presentan síntomas de corrosión, si no son aisladas de la fuente de los cloruros o se limita la movilidad de estos, los cloruros podrán seguir acumulándose y comenzar a provocar daños por corrosión en las armaduras.

En este caso se pone de manifiesto la necesidad no solo de una inspección visual para la acotación de la zona de parcheo, sino ensayos que permitan cuantificar la fuente de contaminación, permitiendo a los agentes implicados la decisión de la selección de las zonas a reparar: i) zona deteriorada visualmente; ii) zona no deteriorada pero con el periodo de iniciación de la corrosión en marcha; iii) zona sin deterioro y sin corrosión, pero con cloruros suficientes para iniciar la corrosión en un futuro próximo.

Elemento C

En la *tabla 6* se presentan los resultados de concentración de cloruros de las camas de asiento analizadas.

Se puede observar que la cantidad de cloruros acumulada en estos elementos es muy superior a la presente en las demás zonas analizadas. Es muy posible que los cloruros aportados como sales superficiales sobre la calzada percolen hasta depositarse en las camas de asiento de las vigas. La ausencia de una gran humedad puede favorecer que los clo-

ruros no continúen difundiendo hasta hormigones de zonas inferiores. Estos altos contenidos en Cl⁻ coinciden con que estos elementos eran los que presentaban un peor estado.

TABLA 6.
Cuantificación de cloruros en el hormigón de camas de asiento de vigas. Muestra obtenida con taladro para los dos primeros centímetros.

Cloruros	ppm	% p. h.	% p. c.
Pto. 1	1527	0,1527	1,28268
Pto. 2	768	0,0768	0,64512
Pto. 3	3449	0,3449	2,89716
Pto. 4	1588	0,1588	1,33392

En este caso, se pone de manifiesto que hasta que no existen altas cantidades de agentes contaminantes (en este caso cloruros) y por tanto deterioro, no se es capaz de detectar el problema mediante una inspección visual. Por otro lado, conocer estas cantidades de cloruros y su evolución en la estructura, permite no solo delimitar las zonas, sino averiguar la causa o fuente de llegada de estos cloruros, pudiendo trabajar también en la línea de evitarla.

4.

CONCLUSIONES

Se han presentado resultados de cuantificación de cloruros obtenidos en una obra afectada por corrosión en las armaduras del hormigón. Los datos han sido obtenidos in situ gracias a un equipo portátil de FRX.

Para contrastar los resultados se ha evaluado el estado de corrosión de las armaduras mediante un corrosímetro GE-COR. Mediante este dispositivo se puede conocer el estado de los aceros antes y después de la reparación. Sin embargo, tanto la manipulación del corrosímetro como la interpretación de los resultados ha de hacerse por personal experto, como queda de manifiesto en el caso presentado, donde el dispositivo muestra que existe corrosión activa en zonas recientemente reparadas y ausencia de ella en las no reparadas todavía. La corrosión observada en las zonas reparadas se debe a que la repasivación de las armaduras saneadas aún no se había iniciado (24 h después de reparar) y que para comprobar la eficacia de estas reparaciones hay que medir parámetros de corrosión al cabo de tiempo suficiente para que dichas armaduras acaben este proceso de repasivación (las medidas realizadas 15 días después ya mostraban una disminución del 85% de esas intensidades de corrosión).

El uso del equipo de pFRX es sencillo y rápido, lo que permite obtener in situ datos de concentración de cloruros y posibilita delimitar mejor la superficie a reparar por parcheo. Dado que en muchas ocasiones son los medios auxiliares los que suponen mayor coste en el global de las reparaciones, el equipo de pFRX supone un gran ahorro. Hay que recordar que los resultados dados por el equipo vienen expresados en ppm (partes por millón) con respecto a toda la muestra, mientras que los límites definidos por la normativa vienen expresados en porcentaje con respecto al cemento. Por ello,

o se conoce perfectamente la dosificación del hormigón analizado o han de hacerse ciertas suposiciones que permitan obtener los resultados en las mismas unidades para compararlos con los valores límites establecidos en la EHE.

Conocer la cantidad de cloruros que existen en la estructura es fundamental a la hora de decidir las zonas a reparar. La reparación debe extenderse a todas las zonas en las que el contenido en cloruros en el hormigón en contacto con la armadura se acerque a los límites prescritos por la EHE. Más aún, conocer la cantidad de cloruros que permanecen en la estructura en las zonas donde no se proceda a la reparación por parcheo es básico para conocer cómo se desarrollará el deterioro en esas zonas en el futuro. Es posible que la cantidad de cloruros no sea la suficiente en ese momento para provocar la corrosión, pero alertan de si se debe ampliar o no la zona a reparar, evaluando de manera global la vida útil de la estructura mediante medidas cuantitativas y no bajo un examen visual que en ocasiones puede no ser objetivo.

En ese sentido, el equipo de fluorescencia de rayos X portátil permite monitorizar la concentración de cloruros en zonas deseadas con lo que podemos anticiparnos al daño por acción de estos contaminantes o a la despasivación de las armaduras.

Agradecimientos

El presente trabajo es fruto de las investigaciones realizadas en el marco del proyecto XRF-CODE (Aplicación de técnicas avanzadas de análisis de espectrometría por fluorescencia de rayos X a la reparación de estructuras de hormigón) financiado por el CDTI y desarrollado por la empresa RETINEO Ingeniería con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja perteneciente al CSIC.5, 8, 15, 27, 32 Garamond 11

Referencias

- [1] Sanchez, J., et al. (2017) Determination of reinforced concrete durability with on-site resistivity measurements. *Materials and Structures*, 2017. 50(41).
- [2] Angst, U., et al. (2009) Critical chloride content in reinforced concrete — A review. *Cement and Concrete Research*, 2009. 39(12).
- [3] Gonzalez, J.A., et al. (1996) Some questions on the corrosion of steel in concrete. Part II: Corrosion mechanism and monitoring, service life prediction and protection methods. *Materials and Structures*, 1996. 29(186).
- [4] Pourbaix, M. (1990) Thermodynamics and corrosion. *Corrosion Science*, 1990. 30(10).
- [5] Andrade, C., Sarria, J., & Alonso, C. (1999) Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering. *CCR*, 1999. 29(8).
- [6] Veluchamy, A., et al. (2017) Critical review on the passive film formation and breakdown on iron electrode and the models for the mechanisms underlying passivity. *Journal of Electroanalytical Chemistry*, 2017. 785.
- [7] Pachón-Montaño, A., et al. (2018) Threshold concentration of chlorides in concrete for stainless steel reinforcement: Classic austenitic and new duplex stainless steel. *Construction and Building Materials*, 2018. 186.
- [8] UNE 112010, *Corrosión en armaduras. Determinación de cloruros en hormigones endurecidos y puestos en servicio*. 2011.
- [9] Chakraborty, S., et al. (2019) Use of portable X-ray fluorescence spectrometry for classifying soils from different land use land cover systems in India. *Geoderma*, 2019. 338.
- [10] Wan, M., et al. (2019) Application of arc emission spectrometry and portable X-ray fluorescence spectrometry to rapid risk assessment of heavy metals in agricultural soils. *Ecological Indicators*, 2019. 101.
- [11] Arenas-Islas, D., et al. (2019) Calibration of portable X-ray fluorescence equipment for the geochemical analysis of carbonate matrices. *Sedimentary Geology*, 2019. 391.
- [12] Ravansari, R. & Lemke, L.D. Portable X-ray fluorescence trace metal measurement in organic rich soils: pXRF response as a function of organic matter fraction. *Geoderma*, 2018. 319.
- [13] Al-Eshaikh, M.A. & Kadachi, A. (2011) Elemental analysis of steel products using X-ray fluorescence (XRF) technique. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 2011. 23(2).
- [14] Niziolek, L.C. (2018) Portable X-ray fluorescence analysis of ceramic covered boxes from the 12th/13th-century Java Sea Shipwreck: A preliminary investigation. *Journal of Archaeological Science: Reports*, 2018. 21.
- [15] Čechák, T., et al. (2001) Analysis of fresco paintings by X-ray fluorescence method. *RPC*, 2001. 61(3).
- [16] Havukainen, J., et al. (2019) Applicability of a field portable X-ray fluorescence for analyzing elemental concentration of waste samples. *Waste Management*, 2019. 83.
- [17] Block, C.N., et al. (2007) Use of handheld X-ray fluorescence spectrometry units for identification of arsenic in treated wood. *Environmental Pollution*, 2007. 148(2).
- [18] Kalnicky, D.J. & R. Singhvi (2001) Field portable XRF analysis of environmental samples. *Journal of Hazardous Materials*, 2001. 83(1).
- [19] Suarez-Fernandez, G.P., et al. (2001) Analysis of major, minor and trace elements in coal by radioisotope X-ray fluorescence spectrometry. *Fuel*, 2001. 80(2).
- [20] Yurdakul, E., Taylor, P.C. & Ceylan, H. (2012) The Application of X-Ray Fluorescence to Assess Proportions of Fresh Concrete. in *Civil, Construction and Environmental Engineering Conference Presentations and Proceedings*. 6. 2012.
- [21] Raupach, M. (2006) Patch repairs on reinforced concrete structures – Model investigations on the required size and practical consequences. *Cement and Concrete Composites*, 2006. 28(8).
- [22] Castro, P., et al. (2003) Macrocell Activity in Slightly Chloride-Contaminated Concrete Induced by Reinforcement Primers. *CORROSION*, 2003. 59(6).
- [23] Qian, S., Zhang, J. & Qu, D. (2006) Theoretical and experimental study of microcell and macrocell corrosion in patch repairs of concrete structures. *CCC*, 2006. 28(8).
- [24] Schiebl, P., W.B. and Raupach, M. Durability of Local Repair Measures on Concrete Structures Damaged by Reinforcement Corrosion. *ACI Symposium Publication*. 145.
- [25] Andrade, C., et al. (2012) On-site corrosion rate measurements: 3D simulation and representative values. *Materials and Corrosion*, 2012. 63(12).
- [26] Andrade, C., et al. (2004) Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method. *Materials and Structures*, 2004. 37(273).
- [27] Feliu, S., Gonzalez, J.A. & Andrade, C. (1996) *Electrochemical methods for on-site determinations of corrosion rates of rebars, in Techniques to Assess the Corrosion Activity of Steel Reinforced Concrete Structures*, N.S. Berke, et al., Editors. 1996.
- [28] Andrade, C., et al. (1996) *On-site measurement of the corrosion rate*. Recent Advances in Bridge Engineering - Evaluation, Management and Repair, ed. J.R. Casas, F.W. Klaiber, and A.R. Mari. 1996.
- [29] UNE 112083, *Medición del potencial de corrosión libre en estructuras de hormigón armado*. 2010.
- [30] EHE-08, *Instrucción de Hormigón Estructural*. 2008.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MONOGRAFÍA **41**

M

GUÍA PARA LA ELABORACIÓN DEL
PLAN DE MANTENIMIENTO DE
ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

Grupo de Trabajo 4/7
Comisión 4 "Uso y mantenimiento"

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

Metodología para la simulación de las solicitaciones hidráulicas tridimensionales sobre diques verticales a lo largo de su ciclo de vida

A New Methodology to Simulate Three-Dimensional Hydraulic Loads on a Vertical Breakwater Along its Life Cycle

Antonio Tomás Sampedro^{*a}, María Fuentes Álvarez de Eulate^a, Gabriel Barajas Ojeda^a,
María Maza Fernández^a, Javier López Lara^a, Nuria Cotallo Angulo^b,
Íñigo Losada Rodríguez^a, Francisco Esteban Lefler^b

^a Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, Santander, España

^b Área de Infraestructuras, FCC Servicios Ciudadanos, Madrid, España

Recibido el 7 de junio de 2019; aceptado el 14 de febrero de 2020

RESUMEN

Dentro del diseño de cajones de hormigón para la construcción de diques verticales, se ha definido una nueva metodología para el cálculo de las solicitaciones tridimensionales y la estabilidad hidráulica asociada para todas las fases constructivas de los mismos, basada en el modelado numérico CFD (Computational Fluid Dynamics) tridimensional y las técnicas estadísticas de Monte-Carlo que tienen en cuenta la variabilidad climática y la incertidumbre asociada a los procesos involucrados. Esta metodología se ha aplicado al caso real del dique de abrigo del puerto de Granadilla (Tenerife, España).

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Sostenibilidad y ciclo de vida de las infraestructuras portuarias.

ABSTRACT

A new methodology has been defined to calculate three-dimensional loads and hydraulic stability on concrete caissons all along construction stages of their life cycle. The study of wave loading on the caisson has been simulated using three-dimensional CFD (Computational Fluid Dynamics) modeling. In order to take into account the wave climate variability and uncertainties associated with all processes involved, the Monte-Carlo statistical technique has been used. The application of this methodology in a real study case is shown in this paper: the main vertical breakwater of Granadilla Port (Tenerife, Spain).

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Sustainability and port infrastructures life-cycle.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Marco de trabajo

En las últimas décadas, las metodologías para el estudio de las estructuras costeras han evolucionado de forma considerable

fundamentalmente gracias a la incorporación de herramientas numéricas avanzadas. El desarrollo de técnicas computacionales y la evolución de nuevos y más eficientes recursos informáticos han permitido el uso de estas herramientas como complemento o alternativa a los métodos tradicionales como el análisis con formulaciones semi-empíricas (SE) y el modelado físico en laboratorio. Paralelamente, en los últimos años

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: antonio.tomas@unican.es (Antonio Tomás Sampedro).

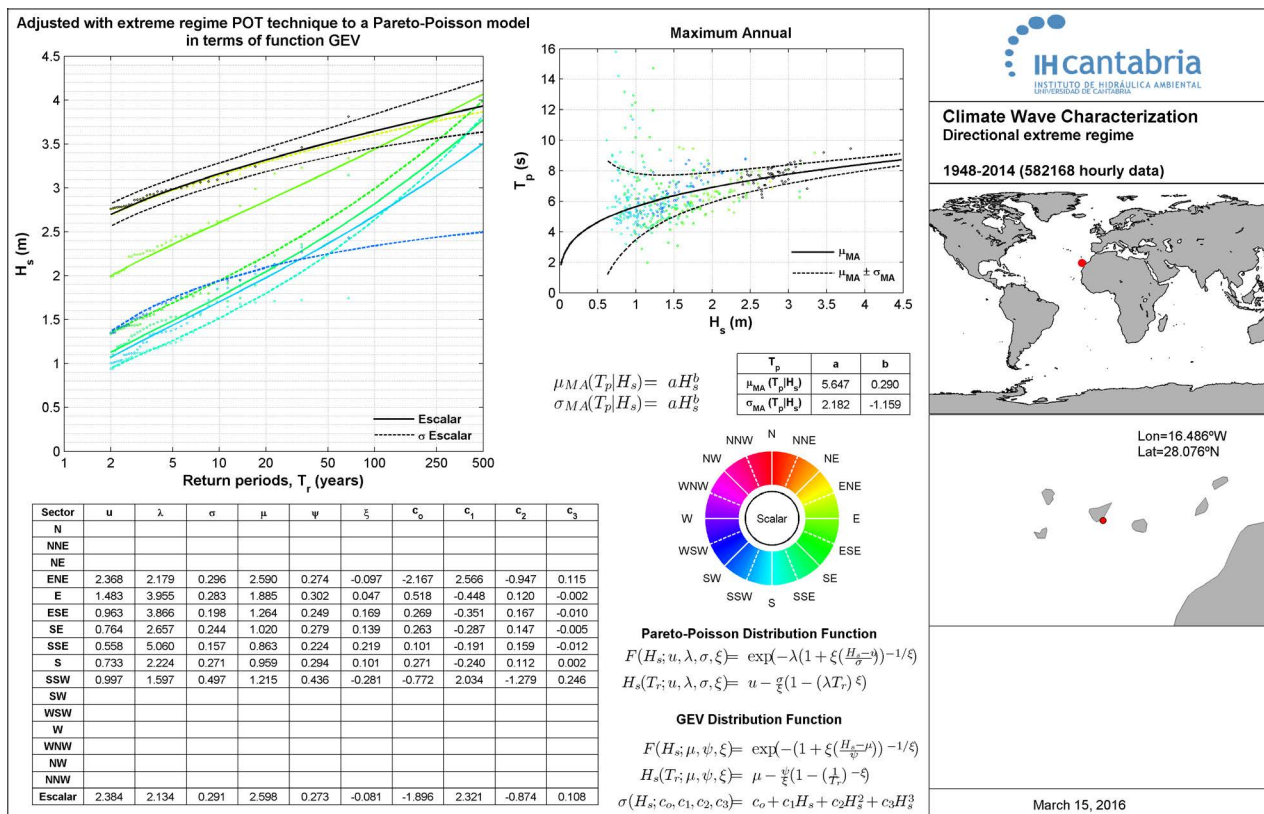


Figura 1. Régimen extremal direccional frente al puerto de Granadilla (Tenerife, España).

se ha generalizado el uso de cajones de hormigón armado en diques verticales debido a que permite la reducción de plazos y costes en la construcción de los mismos.

La Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) es uno de los métodos más adecuados y utilizados en el ámbito de la ingeniería costera para determinar las solicitaciones del oleaje sobre una estructura, gracias a su capacidad, versatilidad y precisión para resolver procesos físicos complejos. El uso de modelos CFD en otros campos de la ingeniería es bastante común, de cara a optimizar los diseños y métodos de construcción. Sin embargo, su uso en la ingeniería costera aún no se ha incorporado completamente a pesar de que ya existen modelos CFD en la literatura que reproducen la interacción oleaje-estructura tales como efectos tridimensionales y estructuras no convencionales de forma fiable [1, 2].

Por otro lado, en el proceso de diseño de un dique, existe incertidumbre en los resultados obtenidos, no sólo debido a las herramientas utilizadas, sino también a las metodologías, a la caracterización geométrica y de resistencia de los elementos del dique y sus etapas de construcción, a las batimetrías, al carácter estocástico del clima marítimo incidente en la estructura, los efectos del cambio climático, etc. Con todo esto, y dado que la vida útil de este tipo de estructuras suele ser de varias décadas, estas incertidumbres deben tenerse en cuenta y, por lo tanto, es importante utilizar metodologías probabilísticas que consideren dicha variabilidad en su diseño.

En la actualidad, para caracterizar las cargas hidráulicas 3D sobre un dique vertical a lo largo de su vida útil, no existen métodos probabilistas que hagan uso de los modelos CFD debido a los elevados tiempos de cómputo requeridos. Para las aplicacio-

nes de ingeniería costera (resolución de procesos costeros) existe un conjunto de metodologías, conocidas como metodologías híbridas, que combinan modelos numéricos con herramientas matemáticas o estadísticas con el objetivo de reducir el esfuerzo computacional [3, 4]. Para el caso de diques verticales ya se ha desarrollado una metodología híbrida para el cálculo de las cargas del oleaje sobre el mismo [5], basada en la selección de una serie de estados del mar, el cálculo de la estabilidad hidráulica del dique y, finalmente, su reconstrucción mediante técnicas estadísticas. Sin embargo, en esta metodología, el cálculo de la estabilidad hidráulica se basa en fórmulas SE, no en el uso de modelos CFD.

1.2 Objetivos

El objetivo principal del presente trabajo consiste en el desarrollo de una metodología para determinar la máxima carga 3D del oleaje y la estabilidad hidráulica asociada, en cajones de hormigón armado a lo largo de su vida útil (incluyendo sus diferentes fases constructivas). A partir de estas se obtendrá la probabilidad de fallo, en términos de estabilidad hidráulica, a lo largo de la vida útil de un dique vertical.

Dentro de la metodología, las solicitaciones del oleaje se simularán utilizando un modelo CFD 3D, y se comparará con los resultados de las fórmulas SE del estado del arte. Además, esta metodología permitirá evaluar la incertidumbre de los resultados, teniendo en cuenta las incertidumbres inherentes a la geometría del cajón, al cálculo de las cargas del oleaje, al oleaje incidente y a los efectos del cambio climático.

Finalmente, dicha metodología se aplicará a un caso real de estudio.

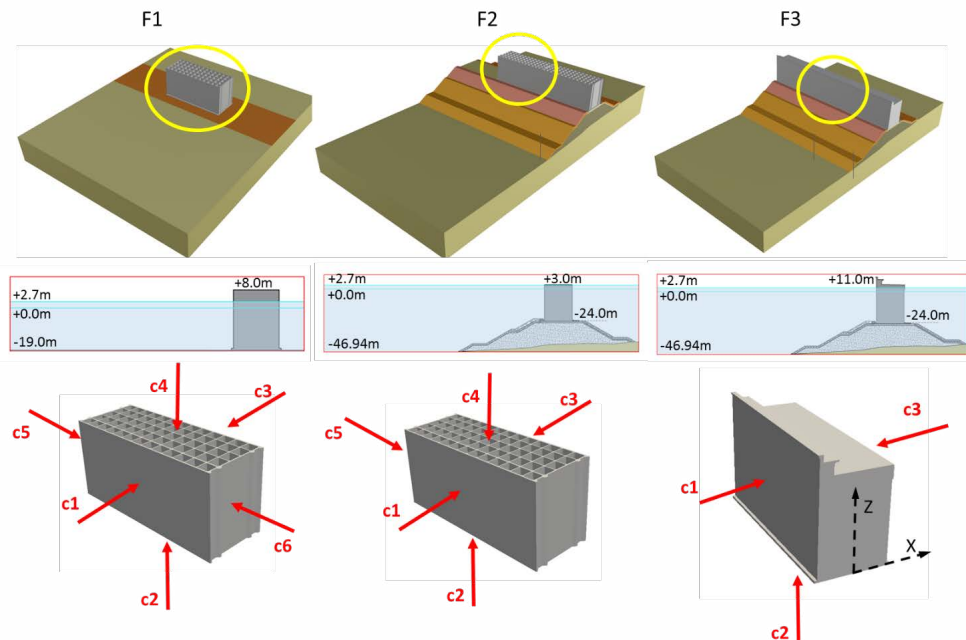


Figura 2. Configuración geométrica (panel superior) y de solicitaciones (panel inferior) de las tres fases constructivas del dique vertical de abrigo de Granadilla (F1, F2 y F3). F1: Acopio inicial de cajones. F2: Morro temporal del dique (cajones sin superestructura). F3: Fase de operación que incluye la subida del nivel del mar debido al cambio climático.

1.3 Estructura del documento

El presente documento se organiza de la siguiente manera: en el apartado 1 se presenta una introducción al problema y se definen los objetivos del trabajo. En el apartado 2 se describe el caso de estudio. La metodología propuesta se desarrolla en el apartado 3, y los resultados derivados de su aplicación al caso de estudio real se presentan en el apartado 4. Finalmente, las conclusiones del estudio se exponen en la sección 5, y en la sección 6 se propone una discusión basada en los resultados obtenidos y un posible procedimiento de optimización.

2.

DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio, en el que se aplica la nueva metodología, es el dique vertical del Puerto de Granadilla (Tenerife, España), ver ubicación en la figura 1. Dicho dique tiene una longitud de 1.5 km, una profundidad máxima de 50 m y está compuesto por cajones de hormigón armado fondeados a -24 m de profundidad y coronado a +11 m de altura (ver F3 en la figura 2). El cajón tipo a estudiar tiene una eslora de 56.6 m, una manga de 20.85 m y un puntal de 27 m.

2.1 Clima marítimo

El clima marítimo incidente en el dique se ha definido gracias a las bases de datos generadas por IHCantabria (www.ihcantabria.com). Con base en la serie de reanálisis de escala global Global Ocean Waves (GOW, [6]) y la serie de reanálisis de escala regional Downscaled Ocean Waves (DOW, [7]), se ha caracterizado el oleaje frente al dique. La figura 1 muestra la

caracterización del régimen extremal direccional (H_s , altura de ola significativa y T_p , período de pico).

El nivel del mar local se obtiene a partir de la suma de la marea astronómica (MA), la marea meteorológica (MM) y la sobre-elevación del nivel del mar debido al cambio climático (SLR, Sea Level Rise). La marea astronómica se obtiene de la base de datos de escala global Global Ocean Tides (GOT, [8]), y la marea meteorológica a

partir de la base de datos de reanálisis Global Ocean Surge (GOS, [9]), ambas generadas en IHCantabria. En cuanto al aumento del nivel del mar, se define el asociado al escenario RCP 8.5 (Representative Concentration Pathway 8.5), cuyo valor medio de SLR es de 0.29 m para el período comprendido entre 2046 y 2065 [10]. Este valor se regionaliza para el caso de estudio siguiendo el patrón espacial proporcionado por Slangen [11]. Nótese que para todas las variables de clima marítimo utilizadas (H_s , T_p , MA, MM & SLR), se caracterizan tanto la variabilidad como la incertidumbre (véase el ejemplo de media y desviación estándar de los valores extremos de H_s y T_p en la figura 1).

2.2 Geometría de las fases constructivas

Durante el proceso constructivo de un dique vertical, y a lo largo de la vida útil de un cajón, existen diferentes etapas constructivas. Para el dique de abrigo de Granadilla se han definido tres fases representativas (ver figura 2):

- F1: Acopio inicial de cajones. Después de la construcción del cajón en un dique flotante (o más comúnmente conocidos como Cajoneros), mientras espera a ser fondeado en su posición definitiva, es habitual fondear el cajón en una posición temporal, llenando las celdas con agua.
- F2: Morro temporal del dique (o de invernada). Después de la F1, el cajón es reflotado quitando el agua de las cel-

das y es fondeado en su posición definitiva, rellenando las celdas con arena. En esta situación aún no se ha construido la superestructura del dique.

- F3: Fase de explotación. Después de la F2, se fondean los cajones restantes y se construye la superestructura y espaldón. Esta es la configuración final, en la que el dique entra en funcionamiento y permanecerá durante toda su vida útil.

Con respecto al peso del cajón, este va variando según la fase constructiva en la que se esté (ver tabla 1).

TABLA 1.
Peso del cajón en las diferentes fases constructivas.

Variable	F1	F2	F3
Peso (kg)	36185850	67973680	76030350
X _{CG} (m)	0.00	0.00	-0.26
Y _{CG} (m)	11.61	13.41	15.05

*Se ha adoptado un coeficiente de variación del 5%.

2.3 Criterios de diseño

Las bases de diseño se definen de acuerdo con la ROM [12] y los condicionantes constructivos del dique de abrigo de Grana-

dilla. Para cada fase constructiva se ha definido la vida útil (V), siendo esta: V1 = 1 año, V2 = 1 año y V3 = 50 años.

La máxima probabilidad de fallo conjunta en la vida útil se establece en un 10%. En cuanto a los modos de fallo, en el presente trabajo únicamente se estudia la estabilidad hidráulica del cajón, analizándose el deslizamiento y vuelco del cajón, tanto hacia el lado mar como hacia el lado tierra, para cada una de las tres fases constructivas. Dichos modos de fallo se evalúan mediante coeficientes de seguridad hidráulicos (SF, Safety Factor):

- F1: Fallo si alguno de los SF ≤ 1.0
- F2: Fallo si alguno de los SF ≤ 1.5
- F3: Fallo si alguno de los SF ≤ 1.5

En la definición de los coeficientes de seguridad se ha adoptado un coeficiente de fricción igual a 0.65 (entre el cajón y la banqueta), con un coeficiente de variación del 10%.

3. METODOLOGÍA GENERAL

Con el fin de tener en cuenta la variabilidad del clima marítimo y las incertidumbres asociadas a todos los procesos impli-

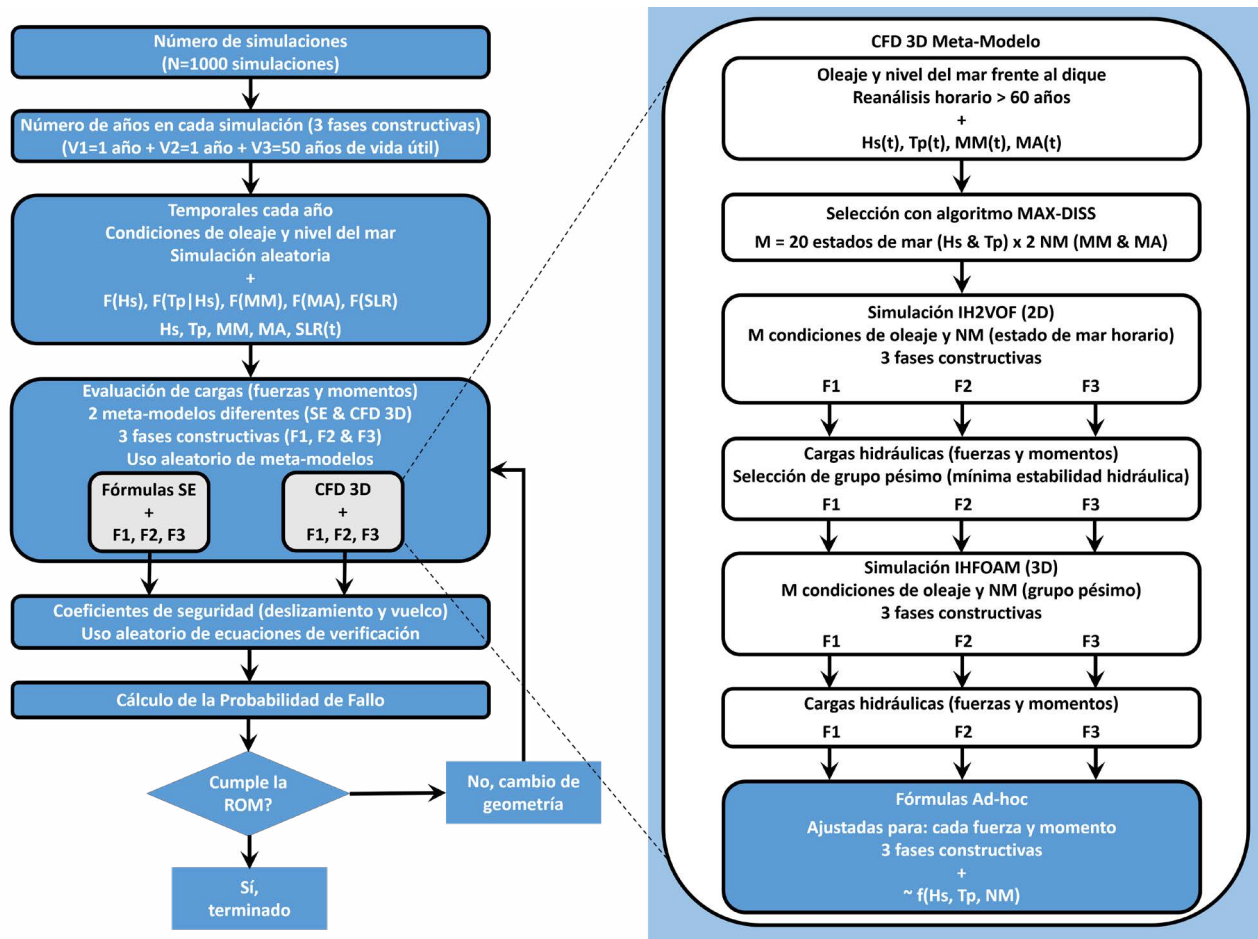


Figura 3. Panel izquierdo: Metodología general de simulación (y optimización hasta la verificación ROM) de la estabilidad hidráulica de un dique vertical a lo largo de su vida útil, evaluando tres etapas constructivas (F1, F2 y F3) y dos meta-modelos (Fórmulas SE y CFD 3D). Panel derecho: Metodología del meta-modelo CFD 3D.

cados en el cálculo de la estabilidad hidráulica de cajones de hormigón, se ha utilizado la técnica estadística de Monte-Carlo. Dicha técnica incorpora una metodología de modelado híbrido para verificar los criterios de diseño para el dique vertical durante todas las fases de construcción de su vida útil. Dicha metodología de simulación aleatoria, para cada una de las N simulaciones de ciclo de vida con $V=V1+V2+V3$ años, sigue el diagrama de flujo indicado en la [figura 3](#).

La metodología de modelado híbrido se basa en la definición de un meta-modelo para evaluar las cargas hidráulicas tridimensionales sobre el cajón debidas a las dinámicas del oleaje. El meta-modelo se define de manera similar a [5], pero mejorando el cálculo de las cargas del oleaje

mediante el uso de un modelo CFD 3D, en lugar de las fórmulas SE tradicionales.

3.1 Definición de los meta-modelos

Se definen dos meta-modelos diferentes para evaluar las cargas del oleaje, Fórmulas SE y CFD 3D, para poder comparar sus resultados. Además, cada meta-modelo tiene tres ajustes diferentes, uno para cada fase constructiva (F1, F2 y F3).

El meta-modelo de formulas SE utiliza las clásicas herramientas (2D) para calcular las cargas del oleaje en el cajón, en función de las condiciones de oleaje y nivel del mar. Las cargas máximas del oleaje (en la cresta de la ola) se obtienen utilizando las fórmulas semi-empíricas de Goda [13] y Takahashi [14], mientras que las cargas mínimas (en el seno de la ola) se obtienen utilizando las fórmulas semi-empíricas de Sainflou [15]. Ambos cálculos incorporan el sesgo y las incertidumbres determinadas en PROVERBS [16].

El meta-modelo CFD utiliza la metodología híbrida para calcular las cargas del oleaje sobre el cajón (ver panel derecho de la [figura 3](#)). El modelado híbrido toma como base una selección, hecha mediante la técnica Max-Diss [17] de un número representativo M de estados del mar de las series de reanálisis de oleaje frente al dique. Por otro lado, se selecciona un número NM de niveles del mar para cada uno de los M estados de mar. Estas condiciones de oleaje y de nivel del mar horarios, $M \times NM$, son modeladas numéricamente con el modelo CFD, obteniendo las cargas sobre el cajón. A partir de dichas

cargas (fuerzas y momentos, máximos y mínimos, lado mar y lado tierra), se aplican fórmulaciones ad-hoc para cada etapa de construcción, ajustadas a partir de las fórmulas SE con los resultados de CFD, incluyendo la incertidumbre de los resultados obtenidos por las simulaciones numéricas

Teniendo en cuenta que el coste computacional de las simulaciones 3D es muy elevado, para el cálculo de las cargas 3D sobre el cajón, se ha hecho uso de la metodología de acoplamiento entre los modelos CFD 2D y 3D desarrollada en IHCantabria. Esta metodología consiste en simular con CFD 3D únicamente el grupo de olas pésimo de cada estado de mar, seleccionado previamente, y que es aquél que proporciona el mínimo coeficiente de seguridad durante el estado de mar horario completo simulado con el modelo CFD 2D. Este enfoque permite obtener rápidamente las cargas del oleaje para cualquier condición de oleaje y nivel del mar.

En la [figura 4](#) se muestra el esquema del acoplamiento y los dominios computacionales de los modelos 2D (en rojo) y 3D (en verde). Para realizar el acoplamiento entre ambos, en las simulaciones CFD 2D se define un sensor de superficie libre en la posición de acoplamiento (sensor rojo en la [figura 4](#)), del cual se obtienen las series de superficie libre y velocidades en la columna de agua para el grupo de olas pésimo, que se utilizarán como forzamiento de las simulaciones CFD 3D.

En cuanto a los modelos, el modelo CFD 2D utilizado es el modelo IH2VOF (<http://ih2vof.ihcantabria.com>, [18, 19]). IH2VOF resuelve las ecuaciones bidimensionales de Navier-Stokes, con el promediado de Reynolds, para tener en cuenta el papel de los procesos turbulentos del flujo. Para la resolución de los medios porosos, como son los mantos de materiales sueltos, se realiza un promediado en un volumen de control. En esos casos por tanto el modelo resuelve las llamadas ecuaciones VARANS (Volume-Averaged/Reynolds-Averaged Navier-Stokes). El seguimiento de la superficie libre se resuelve mediante la técnica VOF (Volume Of Fluid). IH2VOF es uno de los modelos RANS más avanzados gracias a sus capacidades, robustez y extensa validación tanto para la hidrodinámica de la zona de rompientes como para la estabilidad y funcionalidad de estructuras costeras tanto convencionales como no convencionales. La generación de series realistas de oleaje, la generación de segundo orden y la absorción activa de

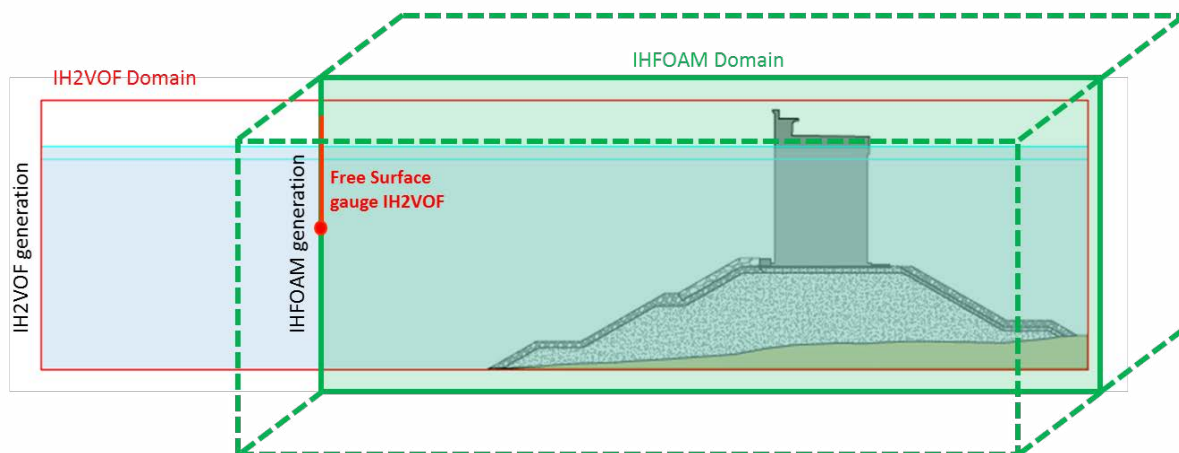


Figura 4. Esquema de acoplamiento entre los modelos CFD 2D (IH2VOF) y 3D (IHFOAM).

oleaje son algunas de las características incluidas en el modelo.

El modelo CFD 3D utilizado es el modelo IHFOAM (<http://ihfoam.ihcantabria.com>, [20, 21]). IHFOAM es un modelo desarrollado en IHCantabria orientado al estudio tridimensional de la interacción flujo-estructura, es decir, al estudio de la acción del fluido con estructuras, tales como el efecto del oleaje sobre estructuras marítimas. Está basado en OpenFOAM® ESI-Group (<https://www.openfoam.com/>), una librería multifísica muy avanzada y robusta que actualmente tiene gran implantación en la industria. Lo que hace a IHFOAM diferente del resto de los solvers es una amplia colección de condiciones de contorno de generación de oleaje y absorción activa. Estas condiciones de contorno específicas permiten generar cualquier tipo de oleaje en un dominio 3D, desde oleaje regular hasta estados de mar direccionales complejos, reales y totalmente irregulares en 3D. IHFOAM también puede resolver flujos de dos fases dentro de medios porosos por medio de las ecuaciones de VARANS.

4. RESULTADOS

La metodología definida se ha aplicado al estudio del dique vertical del Puerto de Granadilla. Se han simulado con la técnica de Monte-Carlo $N=1000$ simulaciones aleatorias de $V=52$ años de vida útil para caracterizar la estabilidad hidráulica del cajón a lo largo de las tres fases constructivas de su vida útil (F1, F2 y F3), evaluando las cargas del oleaje a partir de dos meta-modelos diferentes (Fórmulas SE y CFD 3D). Así mismo, se ha utilizado una metodología de acoplamiento entre modelos CFD 2D y 3D con el fin de optimizar los altos tiempos de cómputo asociados al modelado 3D. Finalmente, se ha obtenido la distribución de probabilidad de los factores de seguridad del cajón, para cada etapa de construcción y meta-modelo.

El meta-modelo CFD ha sido ajustado con $M=20$ estados de mar, $NM=2$ niveles del mar (Pleamar y bajamar) y 3 configuraciones del dique (F1, F2 y F3); lo que resulta un total de 120 simulaciones CFD 3D (y otras 120 simulaciones previas de CFD 2D para el acoplamiento). La figura 5 muestra un ejemplo de los resultados de CFD 3D, en concreto para la fase constructiva F2.

Basado en los resultados de CFD 3D (fuerzas y momentos, máximo y mínimo, lado mar y lado tierra), se han ajustado las fórmulas ad-hoc ajustando las Fórmulas SE con los resultados de CFD 3D para cada etapa de construcción (F1, F2 y F3). En general se obtienen magnitudes menores en los resultados CFD 3D con respecto a las fórmulas SE clásicas.

A partir de los resultados de las $N=1000$ simulaciones de Monte-Carlo de los ciclos de vida útil completos, se obtiene la función de densidad de probabilidad (PDF) de los coeficientes de seguridad del cajón para cada fase constructiva y meta-modelo (ver figura 6), así como su media y desviación típica (ver tabla 2). Se puede observar que el cajón tiene un margen de seguridad considerable, con coeficientes de seguridad $SF > 1,5$ y que F2 tiene los SF más altos. Al comparar los resultados de los dos meta-modelos, el modelo CFD proporciona una PDF mayor que el SE. Esto se debe a que las cargas del oleaje SE son mayores que las del CFD. Por lo tanto, de acuerdo con

los resultados CFD, que representan de forma más realista el comportamiento hidráulico de los cajones, estos cajones tienen coeficientes de seguridad demasiado altos, por lo que podrían ser optimizados reduciendo sus dimensiones.

TABLA 2. Media (μ) y desviación típica (σ) del coeficiente de seguridad (SF) a vuelco y deslizamiento para las tres fases constructivas (F1, F2 y F3) y los dos meta-modelos (SE y CFD 3D).

SF	F1		F2		F3	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
SE	4.48	0.95	6.64	1.31	3.80	0.39
CFD 3D	5.92	0.97	10.31	1.31	7.22	0.50

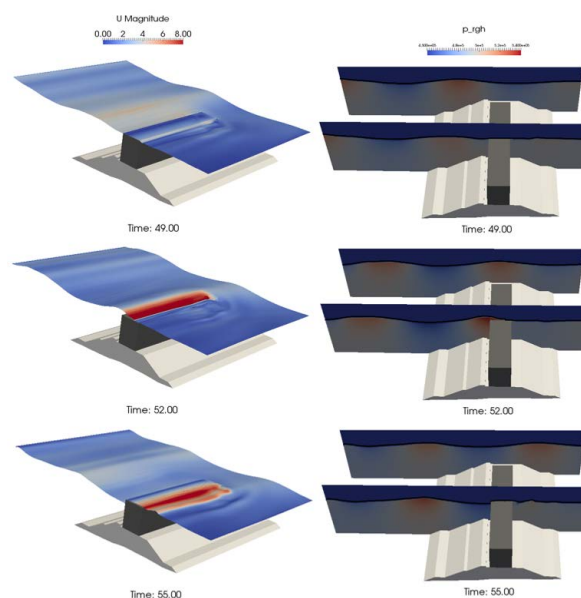


Figura 5. Mapas de velocidades horizontales (panel izquierdo) y presión dinámica (panel derecho) obtenidas con IHFOAM para la F2 del dique vertical de Granadilla. $H_s = 4.6$ m, $T_p = 9.6$ s, $NM = +2.7$ m (Pleamar).

5. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha desarrollado una nueva metodología para el cálculo de las cargas tridimensionales (fuerzas y momentos) y la estabilidad hidráulica (deslizamiento y vuelco) de cajones de hormigón armado a lo largo de todas las fases de su vida útil. Esto incluye desde los cajones en fase de acopio (F1), pasando por la posición de morro de invernada del dique (F2), hasta su fase final de operación (F3). Esta metodología tiene en cuenta las incertidumbres derivadas tanto de la geometría del cajón, del cálculo de las cargas del oleaje, del clima marítimo frente al dique y de los efectos del cambio climático; y gestiona toda la información utilizando la técnica estadística de Monte-Carlo.

El estudio de las cargas del oleaje sobre el cajón ha sido analizado utilizando dos herramientas diferentes: las fórmulas semi-empíricas clásicas (Fórmulas SE), y el modelo CFD

tridimensional IHFOAM. Para comparar los resultados de las Fórmulas SE y CFD 3D, se han definido dos meta-modelos diferentes con una metodología de simulación numérica híbrida.

En el meta-modelo CFD 3D se ha aplicado una eficiente metodología de acoplamiento entre los dos modelos CFD (IH2VOF e IHFOAM). Este método de acoplamiento da como resultado una optimización numérica de los tiempos de cómputo y proporciona resultados fiables.

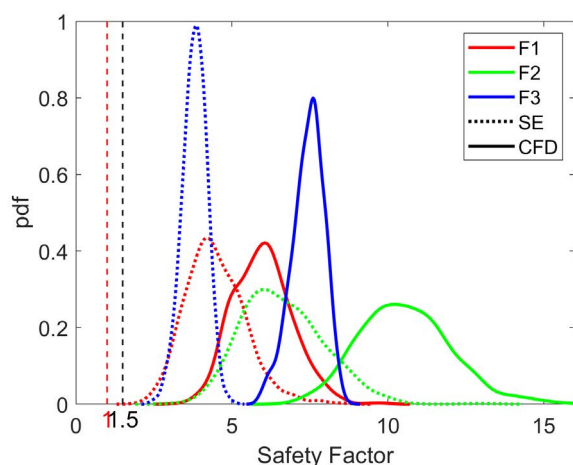


Figura 6. Función de densidad de probabilidad del coeficiente de seguridad hidráulico (deslizamiento y vuelco de cajón) para las tres fases constructivas (F1 rojo, F2 verde y F3 azul) y los dos meta-modelos para evaluar las cargas (Fórmulas SE y CFD 3D). Fórmulas semi-empíricas en líneas de puntos. CFD tridimensional en líneas sólidas. La línea de puntos rojos es SF = 1.0 (límite de equilibrio). La línea de puntos negros es SF = 1.5 (límite establecido).

La metodología ha permitido obtener las funciones de densidad de probabilidad de la estabilidad hidráulica de un dique vertical a lo largo de su vida útil, para cada fase constructiva y meta-modelo. Esta metodología también permite verificar probabilísticamente los criterios de diseño establecidos para el dique vertical.

La metodología, una vez desarrollada, se ha aplicado a un caso real de estudio, el dique vertical del Puerto de Granadilla (Tenerife, España). Se ha observado en los resultados que mediante el uso de los modelos CFD es posible reducir la incertidumbre y aumentar la precisión y fiabilidad de los resultados, permitiendo reducir las dimensiones de los cajones, pero manteniendo su condición de estabilidad.

6. DISCUSIÓN

Atendiendo a los resultados obtenidos para el caso de aplicación real y basándose en la metodología aquí presentada, se han llevado a cabo varias simulaciones de Monte-Carlo reduciendo de forma gradual el peso del cajón. El objetivo es comparar la variación de la probabilidad de fallo a medida que se reduce el peso de los cajones y así evaluar una posible optimización de los mismos.

En la figura 7 se muestran los cambios experimentados en la probabilidad de fallo debidos a dicha variación de la anchu-

ra, y en la tabla 3 se presentan los valores del 10% de probabilidad de fallo. Tal y como se observa en estos, desde el punto de vista de su estabilidad hidráulica, es posible optimizar la geometría del cajón y reducir su peso. En este caso de aplicación en concreto, el peso del cajón podría reducirse en un 8% (82.5%-74.8%, ver tabla 3), utilizando herramientas CFD y la metodología probabilística propuesta, lo que significaría una reducción considerable en el coste de construcción del dique analizado y justifica la aplicación general de la metodología presentada a otros casos.

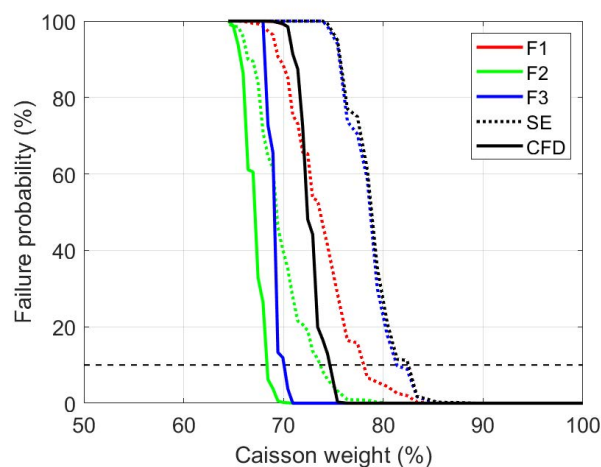


Figura 7. Porcentaje de probabilidad de fallo de la estabilidad hidráulica del cajón en función del porcentaje de peso del cajón. Resultados para las tres fases constructivas (F1 rojo, F2 verde y F3 azul) a lo largo de la vida útil (líneas negras), y dos meta-modelos: Fórmulas SE (líneas de puntos) y CFD 3D (líneas sólidas). La línea de puntos negros es el 10% de probabilidad de fallo.

TABLA 3. Porcentaje de peso del cajón que presenta una probabilidad de fallo inferior al 10%, para las tres fases de construcción (F1, F2 y F3) y la vida útil del cajón, y los dos meta-modelos (Fórmulas SE y CFD 3D).

% Peso para una probabilidad de fallo del 10%	F1	F2	F3	Vida útil
Fórmulas SE	77.9	73.8	81.5	82.5
CFD 3D	74.8	68.3	69.1	74.8

Agradecimientos

Este trabajo forma parte del proyecto de investigación DOVICAIM (RTC-2014-3077-4), que ha contado con el apoyo financiero del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad de España (MINECO) dentro del Programa Nacional de Investigación para los Retos de la Sociedad.

Referencias

- [1] Higuera, P., Lara, J.L., Losada, I.J., (2013) Simulating Coastal Engineering Processes with OpenFOAM®. *Coastal Engineering*, 71, 119-134. doi: 10.1016/j.coastaleng.2012.06.002.
- [2] González-Cao, J., Altomare, C., Crespo, A.J.C., Domínguez, J.M., Gómez-Gesteira, Kisacik, M., (2019) On the accuracy of DualSPHysics to

- assess violent collisions with coastal structures. *Computers & Fluids*, 179, 604-612. doi: 10.1016/j.compfluid.2018.11.021
- [3] Camus, P., Mendez, F.J., Medina, R., (2011). A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas. *Coastal Engineering, Elsevier*, 58(9), 851-862, doi: 10.1016/j.coastaleng.2011.05.007
- [4] Rueda, A.C., Cagigal, L., Pearson, S., Antolínez, J.A.A., Storlazzi, C., van Dongeren, A., Camus, P., Mendez, F.J., (2019) HyCReWW: A Hybrid Coral Reef Wave and Water level metamodel. *Computers & Geosciences*, 127, 85-90, doi: 10.1016/j.cageo.2019.03.004.
- [5] Guanche, Y., Camus, P., Guanche R., Méndez F.J., Medina, R., (2013). A simplified method to downscale wave dynamics on vertical breakwaters. *Coastal Engineering, Elsevier*, 71, 68-77.
- [6] Reguero, B.G., Menéndez, M., Méndez, F.J., Mínguez, R., Losada, I.J., (2012) A Global Ocean Wave (GOW) calibrated reanalysis from 1948 onwards. *Coastal Engineering, Elsevier*, 65, 38-55, doi: 10.1016/j.coastaleng.2012.03.003
- [7] Camus, P., Méndez, F.J., Medina, R., Tomás, A., Izaguirre, C. (2013) High resolution Downscaled Ocean Waves (DOW) reanalysis in coastal areas. *Coastal Engineering*, 72, 56-68. doi: 10.1016/j.coastaleng.2012.09.002
- [8] Egbert, G.D. and Erofeeva, S.Y. (2002) Efficient Inverse Modeling of Barotropic Ocean Tides. *J. Atmos. Oceanic Technol.*, 19, 183-204, doi: 10.1175/1520-0426(2002)019<0183:EIMOBO>2.0.CO;2
- [9] Cid, A., Castanedo, S., Abascal, A.J., Menéndez, M., Medina, R.A. (2014) A high resolution hindcast of the meteorological sea level component for Southern Europe: the GOS dataset. *Clim. Dyn.* 43: 2167-2184. doi: 10.1007/s00382-013-2041-0
- [10] Wong, P.P., Losada, I.J., Gattuso, J.-P., Hinkel, J., Khattabi, A., McInnes, K.L., Saito, Y., & Sallenger, A. (2014). *Coastal systems and low-lying areas. In: Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability. Part A: Global and Sectoral Aspects.* Contribution of Working Group II to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Field, C.B., V.R. Barros, D.J. Dokken, K.J. Mach, M.D. Mastrandrea, T.E. Bilir, M. Chatterjee, K.L. Ebi, Y.O. Estrada, R.C. Genova, B. Girma, E.S. Kissel, A.N. Levy, S. MacCracken, P.R. Mastrandrea, and L.L. White (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 361-409.
- [11] Slangen A.B.A., Carson, M., Katsman, C.A. van de Wal, R.S.W., Köhl, A., Vermeersen, L.L.A., & Stammer, D. (2014). Projecting twenty-first century regional sea-level changes. *Climatic Change*, doi: 10.1007/s10584-014-1080-9.
- [12] ROM 1.0-09, 2009. Recommendations for the project design and construction of breakwaters – Part 1: Calculation and project factors. Climate Agents. Recommendations for maritime works. Puertos del Estado. ISBN 978-84-88975-75-1. www.puertos.es.
- [13] Goda, Y., (1985) Random Seas and Design of Maritime Structures. Advanced Series on Ocean Engineering – Vol 15. World Scientific Publishing. ISBN 981-02-3256-X. 443 pp.
- [14] Takahashi, S., Shimosako, K., Kimura, K., Suzuki, K., (1994) Dynamic response and sliding of breakwater caissons against impulsive breaking wave forces. *Proceeding of the 27th International Conference Coastal Engineering ASCE*.
- [15] Sainflou, G. (1928) Essai sur les digues maritimes verticales. *Annales des Ponts et Chaussées*. Paris 98(11).
- [16] PROVERBS, 2001. Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Balkema Publishers. ISBN 9058092496. 373 pp.
- [17] Camus, P., Mendez, F.J., Medina, R., Cofiño, A.S. (2011). Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate. *Coastal Engineering, Elsevier*, 58(6), 453-462, doi: 10.1016/j.coastaleng.2011.02.003
- [18] Lara, J.L., Losada, I.J., Guanche, R. (2008) Wave interaction with low mound breakwaters using a RANS model. *Ocean Engineering, Elsevier*, 35(13), 1388-1400.
- [19] Guanche, R., Losada, I.J., Lara, J.L. (2009) Numerical modelling of coastal structures stability. *Coastal Engineering, Elsevier*, 56(5-6), 543-558
- [20] Higuera, P., Lara, J.L., Losada, I.J. (2014). Three-Dimensional Interaction of Waves and Porous Coastal Structures using OpenFOAM®. Part I: Formulation and Validation. *Coastal Engineering, Elsevier*, 83, 243-258. doi: 10.1016/j.coastaleng.2013.08.010
- [21] Higuera, P., Lara, J.L., Losada, I.J. (2014). Three-Dimensional Interaction of Waves and Porous Coastal Structures using OpenFOAM®. Part II: Application. *Coastal Engineering, Elsevier*, 83, 259-270. doi: 10.1016/j.coastaleng.2013.09.002

Caracterización experimental de anclajes post instalados de gran capacidad en situaciones sísmicas

Experimental Characterization of Post-Installed Anchors of High Capacity in Seismic Situations

Emilio José Rey Bouzón^{*,a}, Manuel F. Herrador^b, Sindy Seara Paz^c, Senén Paz Abuín^d,
Roi Meizoso Loureiro^e, Juan Meizoso Rodríguez^f

^a Estudiante de doctorado. Arquitecto Técnico e Ingeniero de obras públicas. Universidade da Coruña

^b Prof. Contratado Doctor. Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidade da Coruña

^c Prof. Contratada Doctora. Dra. Ingeniera de Caminos Canales y Puertos. Universidade da Coruña

^d Director Técnico. Doctor en Ciencias Físicas. GAIRESA

^e Departamento I+D+i. Licenciado en Química. GAIRESA

^f Director Técnico. Maquinista Naval Jefe. TEIMPERSA

Recibido el 7 de junio de 2019; aceptado el 6 de marzo de 2020

RESUMEN

Esta investigación se centra en el desarrollo de un método de caracterización de anclajes de gran tamaño ($\phi 32$ mm) post instalados en hormigón con resina en caso de sismo. Se parte de los ensayos requeridos por la ACI 355.4-11 y sus condicionantes, proponiendo un nuevo diseño de probeta y de ensayo que cumpla con estos ya que el diseño propuesto en la norma hace inviable el ensayo. Se realizan los ensayos de caracterización a tracción en hormigón fisurado (apertura de fisura 0.3 mm), tracción en caso de sismo (ciclos de carga y apertura de fisura 0.5 mm) y cortante en caso de sismo (ciclos de carga y apertura de fisura 0.5 mm) obteniendo valores garantizados (percentil 95%) para hormigones de resistencia reducida.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Anclaje, epoxi, hormigón, sismo, tracción, cortante.

ABSTRACT

This research focuses on the development of a characterization system for large ($\phi 32$ mm), resin-bonded post-installed anchors in concrete in case of an earthquake. It is based on the tests required by ACI 355.4-11 and its conditions, proposing a new test and test design that meets these since the design proposed in the standard makes the test unfeasible. Tensile characterization tests are carried out on cracked concrete (0.3 mm crack opening), seismic tension (0.5 mm crack opening plus loading cycles) and seismic shear (0.5 mm crack opening plus loading cycles) obtaining guaranteed values (95% percentile) for reduced resistance concretes..

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: anchor, epoxy, concrete, earthquake, traction, shear..

1. INTRODUCCIÓN

El contexto actual en construcción, en el que se valora la extensión de vida útil de las estructuras como solución alterna-

tiva a la obra nueva para mejorar la utilización de recursos, ha extendido el campo de aplicación de sistemas como el anclaje postinstalado de hormigón para enlace de estructuras existentes con elementos de nueva fábrica. A este desarrollo ha contri-

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: emilio.rey.bouzon@udc.es (Emilio José Rey Bouzón).

buido también el avance en la tecnología de resinas adherentes.

La normativa de referencia para este tipo de elementos es la ACI 355.4-11 [1]. Sin embargo, tras un extenso estudio de la normativa, se llega a la conclusión de que las dimensiones que propone la norma para los elementos de ensayo hace virtualmente imposible su aplicación sobre elementos de anclaje de gran diámetro, en particular, las barras de acero corrugado de 32 mm de diámetro. La literatura disponible sobre el tema es escasa; lo investigado sobre el tema se limita a ensayos en diámetros pequeños [2] o ensayos en obra. Estos además no reúnen los condicionantes que propone la ACI 355.4-11 [1] para simular los efectos de sísmicos en los que el hormigón debe estar fisurado con una apertura de fisura concreta.

Existen varios estudios sobre aproximaciones numéricas [3] y de cálculo neuronal [4] para predecir las características mecánicas pero no están respaldados por ensayos en grandes diámetros. Del mismo modo, aunque la información comercial de determinados suministradores incluye cálculos que estarían de acuerdo con la normativa, tampoco se proporcionan resultados experimentales de contraste.

2.

ANCLAJE DE ESTUDIO Y ENSAYOS PLANTEADOS

El anclaje objeto del estudio de esta investigación es un anclaje postinstalado consistente en una barra corrugada de acero de 32 mm de diámetro insertada en un taladro de 40 mm de diámetro y 800 mm de profundidad relleno con resina. La campaña experimental de esta investigación se centra en la caracterización mecánica en caso de sismo por ser el caso más restrictivo y garantía de que en el resto de caso las capacidades mecánicas serán mayores.

2.1 Ensayo de tracción sísmica

La base de este ensayo aparece descrito en el apartado 8.12 de la ACI 355.4-11 [1]. Se parte de los valores de un ensayo previo de tracción obtenido de un mínimo de 5 probetas con hormigón fisurado y una apertura de fisura de 0.3 mm para obtener un valor de referencia de resistencia a arrancamiento (apartado 8.4).

En el ensayo de tracción sísmica se aplican 3 escalones de cargas cíclicas de tracción a probetas con una apertura de fisura en esta ocasión de 0.5 mm:

- 10 ciclos con el 50 % de la carga de referencia;
- 30 ciclos con el 37.5 % de la carga de referencia;
- 100 ciclos con el 25 % de la carga de referencia.

Tras este proceso se llevan a rotura obteniendo el valor característico de resistencia a tracción en caso de sismo. También se requiere una muestra mínima de 5 ensayos.

2.2 Ensayo de cortante sísmico

Estos ensayos son similares a los del apartado anterior y aparecen descritos en el apartado 8.13 de la ACI 355.4-11 [1]. Como en el caso anterior se parte de una carga de referencia. En esta situación se puede obtener mediante ensayos, o me-

dante cálculos basados en el apéndice D de la ACI 318 [5]. En este caso, se opta por la referencia mediante cálculos.

A partir de este valor se aplican unos ciclos de carga de cortante alternando los sentidos a unas probetas con una apertura de fisura de 0.5 mm:

- 10 ciclos con el 50 % de la carga de referencia;
- 30 ciclos con el 37.5 % de la carga de referencia;
- 100 ciclos con el 25 % de la carga de referencia.

Tras estos ciclos se lleva a rotura y se obtiene el valor característico de resistencia a cortante en caso de sismo. Se requiere una muestra mínima de 5 probetas.

3.

DISEÑO DE PROBETA

Esta es una de las partes centrales de la investigación ya que las dimensiones que propone la norma para las probetas hacen inviable el ensayo.

3.1 Condicionantes de la norma ACI 355.4

La norma en su apartado 4.4 habla de los requerimientos de la probeta de ensayo y que se seguirán los de la ASTM E488 [6] siempre y cuando no interfieran con los de esta norma. En este caso, dado el tamaño del anclaje, los requerimientos de ASTM no son de aplicación. Los condicionantes limitantes en cuanto a puntos de aplicación de carga son los de ACI 355.4-11 [1] (figura 1).

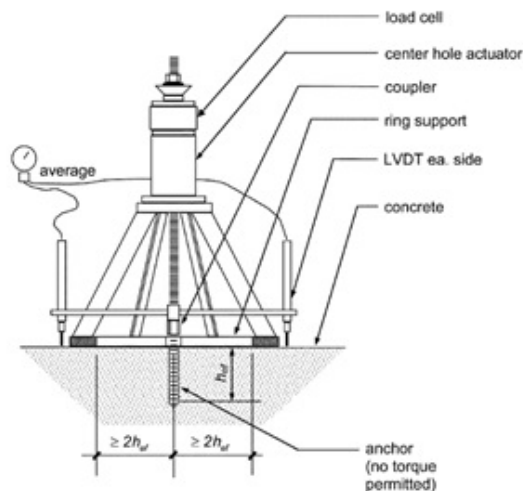


Figura 1. Disposición de ensayo propuesta por la norma ACI 355.4-11.

Como se puede ver en la figura la distancia entre el apoyo del gato que se usa para traccionar el anclaje y el anclaje debe ser al menos de 2 veces la profundidad del anclaje para evitar la interacción de esfuerzos. Esto asegura que el hormigón no esté comprimido en la zona del anclaje creando un estado tensional en el que falsearía los resultados aumentando la fuerza de arrancamiento del anclaje como pasa en los pull-out y se explica en los condicionantes de los ensayos de adherencia de la EHE [7].

Por otra parte, la probeta debe tener una profundidad mínima que se muestra en la ecuación (1).

$$h_{min} = h_{ef} + \Delta h \geq 2.00 \text{ in.} \quad (1)$$

Donde:

$$\Delta h \geq 2d_0 \geq 1.25 \text{ in}$$

h_{ef} : profundidad del anclaje

d_0 : diámetro del taladro realizado para el anclaje

Así, las dimensiones de probeta mínimas para el anclaje propuesto para estudio son de $3.2 \times 3.2 \times 0.9 \text{ m}^3$ y un peso aproximado de 23 T.

La norma también distingue entre ensayos en hormigón sin fisurar y fisurado. En el caso de los ensayos en el hormigón sin fisurar las probetas son de hormigón en masa y en de las de fisurado llevan un armado en la dirección perpendicular a la fisura de con una cuantía aproximada del 1% inducir las fisuras en las probetas.

En nuestro caso los ensayos son sobre probetas con hormigón fisurado, para lo que la norma propone el montaje que se muestra en la figura 2.

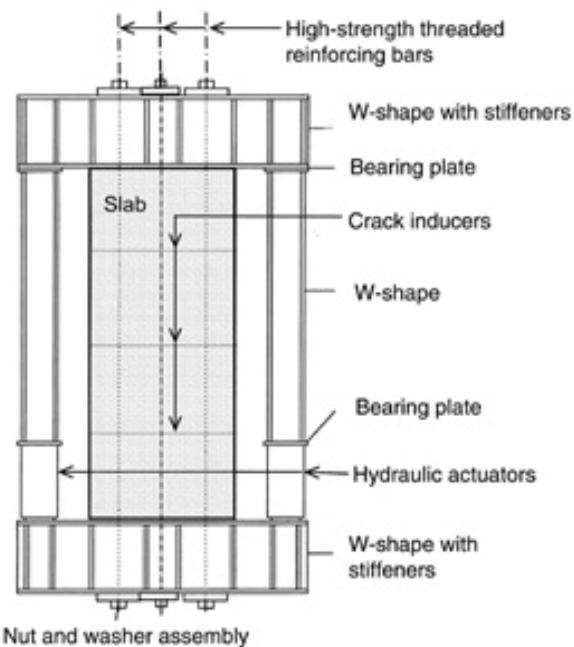


Figura 2. Montaje propuesto por ACI 355.4-11 para fisuración.

Con las dimensiones de probeta propuestas y considerando una resistencia habitual del hormigón a tracción de 1.5 MPa, sin incluir los aportes del armado, se necesita una carga en el orden de 4300 kN para fisurar la probeta, que podría reducirse con inductores de fisura, aunque no sustancialmente. El elevado valor de esta carga, junto con el peso y el número de ensayos a realizar (un mínimo de 15 probetas) hacen totalmente inviable el ensayo en términos mecánicos y económicos si no se modifica la configuración de la probeta.

3.2 Nuevo diseño de probeta

Se propone primero reducir la profundidad del anclaje de estudio a 550 mm y reducir el ancho de probeta a la distancia

mínima a borde según la norma ACI 318 [5], que para anclajes de 32 mm es de 16 cm, dando un ancho de 32 cm.

Otra novedad del diseño de la probeta es la introducción de elementos en forma de ménsula en la base, sobre los que se realizará la sujeción sin que esto provoque interferencia de esfuerzos ni se comprima el hormigón en la zona del anclaje.

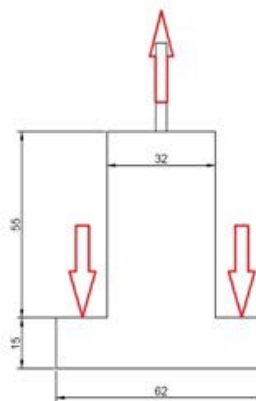


Figura 3. Nuevo diseño de probeta, cotas en cm.

Con este nuevo tamaño y forma se dimensiona y distribuye un armado que sirva para fisurar la probeta y a su vez evite el hendimiento (*splitting*) que puede aparecer al reducir las dimensiones.

Primero se distribuye el armado para la fisuración. Para esto se colocan 6 barras pasantes de diámetro 10 mm y 4 barras iguales en forma de U a cada lado de la fisura para que la fuerza de tracción sea más homogénea.

También se colocan 2 cercos de diámetro 12 mm a cada lado de la fisura para garantizar la integridad de la probeta y evitar el hendimiento. Estos cercos representan una cuantía geométrica del 1% de la sección de hormigón.

Por último, se refuerzan las ménsulas con las que se sujetan la probeta con un armado denso que resista los esfuerzos (figura 4).

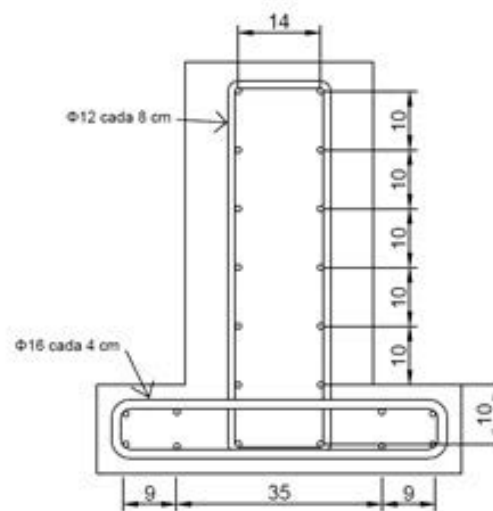


Figura 4. Armado de la probeta.

Para simplificar la fisuración y asegurar se produzca en la zona central se colocan unas chapas de 0.5 mm de acero galvanizado como se muestra en la figura 5.

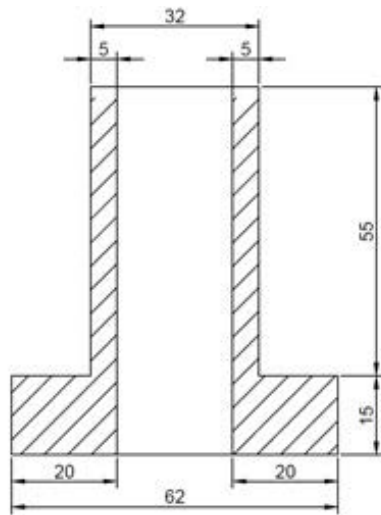


Figura 5. Inductores de fisura.

Para los ensayos de cortante se diseña una probeta igual pero sin ménsulas, ya que se realizarán con la misma en posición horizontal.

4. DISPOSICIÓN DE ENSAYOS

Para realizar los ensayos se hacen dos montajes distintos sobre una mesa ranurada con un pórtico metálico. Previamente se dispone un montaje auxiliar sobre la losa de carga del laboratorio para la fisuración.

4.1 Montaje para fisuración

Dado que estos ensayos se realizan sobre hormigones fisurados es necesario producir una fisura en la probeta en la zona del anclaje. Para esto se dispone el montaje de la figura 6. La fisuración se realiza antes de los 14 días, antes de que el hormigón desarrolle un valor elevado de resistencia a tracción.

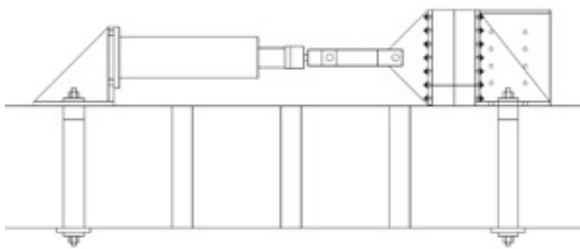


Figura 6. Montaje para fisuración.

4.2 Montaje ensayo de tracción

El ensayo de tracción se hace sobre una mesa ranurada con un pórtico, empleando dos actuadores hidráulicos a la vez. El actuador horizontal controla la apertura de fisura y el vertical tracciona el anclaje, todo esto instrumentando la fisura con 4 sensores de desplazamiento lineal (LDS) y el desplazamiento del anclaje con otros 3. El esquema de montaje sobre la mesa ranurada se muestra en la figura 7.

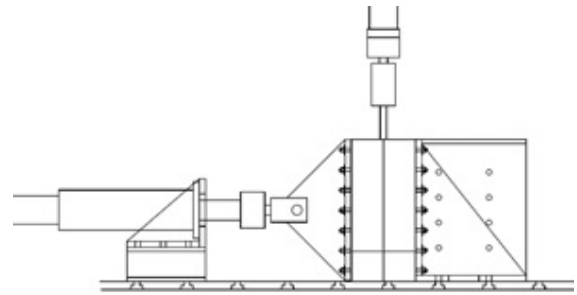


Figura 7. Setup ensayos de tracción.

4.3 Montaje ensayo de cortante

El montaje para cortante es similar al de tracción, pero con la probeta en posición horizontal (figura 8). Se instrumenta de forma con el actuador que está en posición vertical.

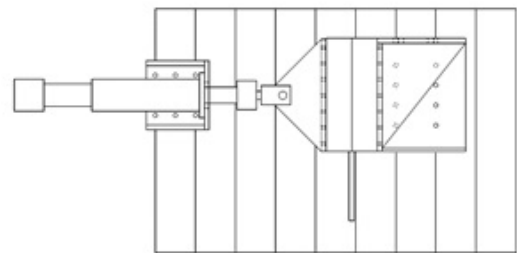


Figura 8. Montaje ensayo de cortante, vista en planta.

5. FABRICACIÓN DE PROBETAS

Para la fabricación de las probetas se construyen moldes de madera con las tapas perforadas en las que colocar el armado de fisuración y asegurar su posición para que encaje en el utilaje de ensayo.

La ACI 355.4-11 [1] es bastante conservadora para la obtención de los valores de resistencia mecánica en los ensayos de caracterización en caso de sismo y en su punto 4.3.4 dice que las probetas deben fabricarse con hormigón de resistencias a compresión que no supere los 4000 psi (27.6 MPa), recomendando valores de 2500 psi (17.2 MPa). En las figuras 9, 10 y 11 se muestra el proceso de montaje de las probetas y el resultado final una vez desmoldadas.

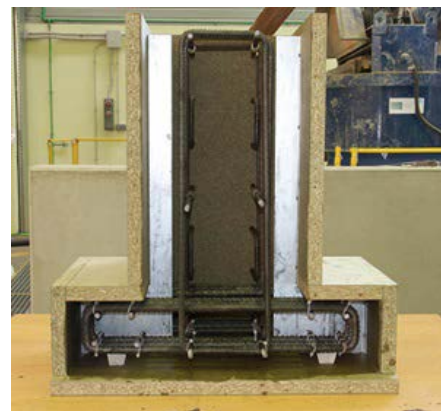


Figura 9. Probeta con armado sin tapa.



Figura 10. Vista interior de la probeta antes de hormigonar.



Figura 12. Probeta durante fisuración.



Figura 11. Probetas ya fabricadas.



Figura 13. Probeta fisurada.

5.1 Resina

El adhesivo utilizado se trata de Bepox 626 TIX, un formulado epoxídico bicomponente tixotrópico desarrollado a partir de los productos Bepox 626 y Bepox 889 TIX, del fabricante GAIRESA.

5.2 Hormigón

El hormigón con el que se fabrica las probetas se caracteriza según la UNE 12391-3 [8] obteniendo el valor de la tabla 1.

TABLA 1.
Caracterización del hormigón

	Media (MPa)
Compresión (f_{ck})	16.7

6. FISURACIÓN DE PROBETAS

Antes de rellenar las perforaciones con resina anclaje las probetas deben ser fisuradas en toda la longitud del taladro del anclaje. Se utiliza el esquema de montaje del punto 4.1 como se muestra en la figura 12. El resultado puede verse en la figura 13 donde se aprecia la fisura.

7. ENSAYOS DE TRACCIÓN

El montaje y la instrumentación es el mismo en los ensayos de caracterización del anclaje a tracción con hormigón fisurado y en los de caracterización del anclaje en caso de sismo.

Se colocan LDS en la parte inferior y superior de la fisura para controlar su apertura con el actuador que está dispuesto en horizontal, anclando la probeta a la mesa con macizos de acero (figura 14).



Figura 14. Montaje ensayo de tracción.

En la [figura 15](#) se muestran los tres LDS dispuestos a 120° que miden el desplazamiento relativo entre el anclaje y la cara superior de la probeta.

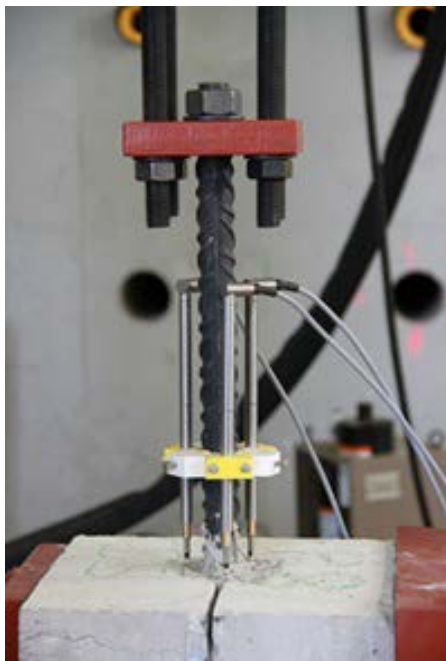


Figura 15. Instrumentación del anclaje.

7.1 Ensayo de caracterización a tracción

En este ensayo se parte de una apertura de fisura de 0.3 mm y se tracciona el anclaje hasta rotura. En nuestro caso utilizamos una rampa de carga en control por desplazamiento de 3 mm/min.

En la [tabla 2](#) se muestran los resultados obtenidos y en la [tabla 3](#) la media, así como la desviación típica y el valor característico (percentil 95%).

TABLA 2.
Resultados ensayo de tracción.

Probeta	Carga máxima (kN)
1	253.8
2	232.9
3	223.2
4	267.7
5	205.6

TABLA 3.
Resumen resultados de tracción.

	Media (kN)	Desviación típica (kN)	Valor característico (kN)
Tracción	236.6	22.0	215.6

En la [figura 16](#) se muestra una probeta ensayada. La existencia de armado para evitar el hendimiento limita el tamaño del cono de arrancamiento de hormigón que acompaña al anclaje, por lo que cabe esperar que los resultados sean más conservadores que los obtenidos con una aplicación directa de la norma.



Figura 16. Probeta rota en ensayo de tracción.

7.2 Ensayos de caracterización a tracción en caso de sismo

El montaje es idéntico al anterior, pero partiendo de una apertura de fisura de 0.5 mm. Se aplican ciclos de carga según la [tabla 4](#) antes de llevar a rotura.

TABLA 4.
Cargas aplicadas en los ciclos de fatiga a tracción.

Ciclos	10	30	100
Carga (kN)	118.3	88.8	59.2
Frecuencia (Hz)	0.1	0.2	0.3

Tras estos ciclos de fatiga se lleva el anclaje a rotura igual que en los casos anteriores con una rampa de carga de 3 mm/min obteniendo los resultados de la [tabla 5](#). En la [tabla 6](#) se muestra la media, desviación típica y el valor característico (percentil 95%).

TABLA 5.
Resultados ensayo de tracción en condiciones sísmicas.

Probeta	Carga máxima (kN)
1	210.8
2	-
3	254.2
4	270.5
5	266.9
6	226.5

El resultado de la probeta 2 fue descartado por presentar un patrón de rotura anómalo, que se manifestó en forma de carga de rotura reducida respecto al resto de ensayos.

TABLA 6.
Resumen resultados de tracción en caso de sismo.

	Media (kN)	Desviación típica (kN)	Valor característico (kN)
Tracción	245.8	23.3	223.6

8. ENSAYO DE CORTANTE

Para este ensayo partimos del supuesto más restrictivo que es el de un anclaje colocado en un borde. La distancia mínima a bordes es 16 cm igual que la distancia mínima entre anclajes; por eso se usa probeta con la misma geometría que los ensayos de tracción, pero sin las patas ya que el ensayo se hace con la probeta horizontal. En este ensayo la apertura de fisura es de 0.5 mm y se instrumenta en 4 puntos igual que en el ensayo anterior. El montaje se puede ver en la [figura 17](#).



Figura 17. Montaje del ensayo de cortante.

8.1 Carga de referencia para ensayos de cortante

Para obtener la carga de referencia la ACI 355.4-11 [1] propone una caracterización experimental o la obtención a través de la formulación del apéndice D de la ACI 318 [5]. Se opta por lo segundo para no cargar en exceso la campaña experimental.

La ecuación (2) sirve para proporcionar la resistencia máxima de un anclaje situado en un borde:

$$V_b = 0,6 \left(\frac{l_e}{d_o} \right)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_c} (C_{a1})^{1,5} = 53,5 \text{ kN} \quad (2)$$

Donde:

$$l_e = h_{ef} = 550 \text{ mm}$$

$$d_o = 40 \text{ mm}$$

$$f_c = 17 \text{ MPa}$$

$$C_{a1} = 160 \text{ mm}$$

Para garantizar que este resultado es válido se rompe una probeta con una apertura de fisura de 0.3 mm siguiendo las indicaciones del punto 8.11 de la ACI obteniendo el valor de la [tabla 7](#).

TABLA 7. Resultado ensayo de caracterización a cortante

Probeta	Carga máxima (kN)
1	64.9

Se comprueba que el valor de la fórmula (2) es muy conservador, por lo que finalmente se usa el valor del ensayo para calcular los ciclos de carga.

8.2 Ensayos de caracterización a cortante en caso de sismo

El proceso es similar al de tracción, llevando la fisura a una

apertura de 0.5 mm y aplicando después ciclos de carga según la [tabla 8](#).

TABLA 8. Cargas aplicadas en los ciclos de fatiga a cortante

Ciclos	10	30	100
Carga (kN)	±32.5	±24.4	±16.3

Se obtienen los resultados de la [tabla 9](#).

TABLA 9. Resultados ensayo de cortante en condiciones sísmicas.

Probeta	Carga máxima (kN)
1	76.5
2	66.9
3	85.6
4	70.2
5	65.1

El patrón de rotura es el esperado para este tipo de ensayo ([figura 18](#)).



Figura 18. Probeta ensayada a cortante.

El resumen de resultados y su valor característico (percentil 95%) se muestra en la [tabla 10](#).

TABLA 10. Resumen resultados de cortante en caso de sismo

	Media (kN)	Desviación típica (kN)	Valor característico (kN)
Cortante	72.9	7.5	65.8

9. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un método de caracterización de anclajes de gran tamaño ($\phi 32$ mm) post instalados en hormigón con resina en caso de sismo. Este método respeta los condicionantes básicos de la norma ACI 355.4-11, de referencia para estos casos, pero contempla un diseño de probeta y un sistema de

aplicación de carga que posibilita el ensayo sobre anclajes de gran diámetro.

La batería de ensayos presentada muestra que, bajo las condiciones particulares del ensayo (profundidad de anclaje de 550 mm y resistencia característica del hormigón de 16.7 MPa), los valores garantizados (percentil del 95 %) de rotura para el sistema de barra B500 SD de 32 mm de diámetro nominal y resina Bepox 626 TIX, obtenidos en línea con las disposiciones de la norma ACI 355.4-11 [1], son los siguientes:

- Resistencia a tracción en condiciones sísmicas: 223.6 kN
- Resistencia a cortante en condiciones sísmicas: 65.8 kN

Estos resultados son conservadores y en un caso real serán superiores ya que la resistencia del hormigón utilizado siempre será mayor.

Agradecimientos

Agradecer a Gairesa y a la Fundación de la Ingeniería Civil haber hecho posible esta investigación con la firma de un convenio de investigación.

Referencias

- [1] ACI Committee 355, Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary, 2011.
- [2] Teng, S., Chanthabouala, K., Lim, D.T.Y., Hidayat, R. (2018) Punching shear strength of slabs and influence of low reinforcement ratio, *ACI Struct. J.* 115 (2018) 139–150. <https://doi.org/10.14359/51701089>.
- [3] Gesoğlu, M., Güneyisi, E.M., Güneyisi, E., Yılmaz, M.E., Mermerdaş, K. (2014) Modeling and analysis of the shear capacity of adhesive anchors post-installed into uncracked concrete, *Compos. Part B Eng.* 60 (2014) 716–724. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.01.015>.
- [4] Sakla, S.S.S., Ashour, A.F. (2005) Prediction of tensile capacity of single adhesive anchors using neural networks, *Comput. Struct.* 83 (2005) 1792–1803. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.02.008>.
- [5] American Concrete Institute, REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-08) y COMENTARIO (Versión en español y en sistema métrico), Director. (2008) 520. [https://doi.org/10.1016/S1130-6343\(05\)73662-X](https://doi.org/10.1016/S1130-6343(05)73662-X).
- [6] ASTM International, Standard Test Methods for Strength of Anchors in Concrete and Masonry Elements, Astm. (2018). <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.energy.2016.05.072>.
- [7] M. Fomento, Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), 2008. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>.
- [8] UNE 12390-3, Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a la compresión de probetas., Aenor. (2003).

La Catedral de La Laguna: Una obra pionera en el uso del hormigón armado en España, 1904-1913

La Laguna Cathedral: a Pioneer Work in the Use of Reinforced Concrete in Spain, 1904-1913

Hugo A. Ventura Rodríguez^{*a}, Vicente Mirallave Izquierdo^b, Nelson Flores Medina^c

^a Prof. Escuela de Arquitectura de Las Palmas, Departamento de Construcción Arquitectónica.

^b Prof. Dr. Escuela de Arquitectura de las Palmas, Departamento de Arte, Ciudad y Territorio.

^c Prof. Dr. Escuela de Arquitectura de las Palmas, Departamento de Construcción Arquitectónica.
Grupo de investigación Tides-Urscapes. Universidad de las Palmas de Gran Canaria.

Recibido el 5 de junio de 2019; aceptado el 8 de marzo de 2020

RESUMEN

En el año 1904 comienza el proceso para reconstruir la Catedral de La Laguna. La falta de arquitectos con conocimientos de la técnica del cemento armado obligó al Cabildo Catedralicio a contratar a un ingeniero militar. El teniente Rodrigo-Vallabriga asume el reto de proyectar y construir un templo en cemento armado, convirtiéndose en el pionero del hormigón en Canarias. La catedral se pudo hacer en un tiempo récord, solo ocho años. La escasez de recubrimientos, una inadecuada puesta en obra y un incorrecto mantenimiento obligaron a su demolición al siglo de su construcción. Esta obra pionera abrió el camino al hormigón armado en Canarias.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

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

ABSTRACT

In 1904 begins the process to rebuild the Cathedral of La Laguna. The lack of architects with enough knowledge of the reinforced cement technique forced the Cathedral Council to hire a military engineer. Lieutenant Rodrigo-Vallabriga takes on the challenge of designing and building a temple in reinforced concrete, becoming the pioneer of this technique in the Canary Islands. The cathedral could be done in record time, only eight years. The shortages of coating thicknesses, an inadequate concrete work and an incorrect maintenance forced its demolition a century after finished. This pioneering work opened the way to reinforced concrete in the Canary Islands.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

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

1. INTRODUCCIÓN

En noviembre de 1904 el teniente de ingenieros José Ángel Rodrigo-Vallabriga y Brito, recibe el encargo de construir una catedral sobre la antigua iglesia de Nuestra Señora de los Remedios de La Laguna, Tenerife. Desde 1900, cuando se incorpora a su destino en Las Palmas, su actividad como técnico y

contratista de obras de “cemento armado” en la isla de Gran Canaria le había procurado un prestigio tal, que el obispo de la Diócesis de Tenerife, Rey Redondo le encarga el proyecto y la construcción de la Catedral. La obra se concluye en un plazo muy ajustado, finalizándose en el verano de 1913 a pesar de las grandes dificultades económicas con las que tuvo que ser ejecutada [1].

* Persona de contacto / Corresponding author:

Correo-e / e-mail: hugo.ventura@ulpgc.es (Hugo Alberto Ventura Rodríguez).



Figura 1. Interior de la Catedral de La Laguna. Fototeca del Patrimonio Histórico. Ministerio de Educación, Cultura y Deporte. Autor Passaporte, Antonio, año 1931.

El templo, declarado BIC en el año 1983, tuvo que ser cerrado en el año 2002, noventa años después de su finalización. Graves problemas de corrosión de las armaduras de las cubiertas, estaban ocasionando peligrosas caídas de trozos de recubrimientos al interior de la iglesia [2]. El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja realizó desde 1999 hasta 2008 un importante estudio sobre el estado de conservación de la estructura y sus materiales, que se concretó en un total de ocho informes que nos han permitido conocer datos significativos de los materiales utilizados y de la manera de construir esta estructura, sin duda pionera en el uso del hormigón armado en España. El estado de la cubierta, finalmente, aconsejó la demolición parcial, afectando esta a la totalidad de las cubiertas y las cabezas de las columnas, por ser las zonas más afectadas por la degradación. La demolición comenzó en diciembre de 2009.

Afortunadamente, algunos restos de la demolición no se han perdido: seis de los capiteles de las columnas de las naves, los capiteles de las columnas del crucero junto con los capiteles de algunas de las columnas de la girola así como algunos tramos de arcos se han conservado. Este hecho ha permitido a los autores de este artículo realizar tomas de datos de la geometría de las distintas piezas: columnas y arcos, así como determinar la posición y diámetro de las armaduras y extraer probetas testigos del hormigón y de los aceros, testigos que se han ensayado en laboratorio. Parte de estos resultados se incluyen en este artículo.

2.

LA IMPORTANCIA DE LA OBRA EN EL CONTEXTO DEL HORMIGÓN ARMADO EN ESPAÑA

El empleo del hormigón armado en España arranca con un cierto retraso en relación al resto de Europa, introduciéndose fundamentalmente con las patentes de Monier y Hennebique, la primera en Cataluña y la segunda en el norte de la península.

Las primeras obras con estructura de hormigón fueron depósitos de aguas: el depósito de Puigverd de 1893, de Francesc Maciá y Llussa (1859-1933), ingeniero militar formado en la Academia de Guadalajara, el depósito de Aguas de Llanes de José Ribera, de 1899 y fabricas de cereales (Ayala en Badajoz de Ribera de 1899 o la Ceres en Bilbao de 1900). Obras de referencia, tales como la Cárcel Modelo de Oviedo de José Ribera (1898 o la Alhondiga de Bilbao (1906) [3] son coetáneas con la Catedral de La Laguna.

El templo catedral de la Laguna fue la primera catedral del mundo en construirse en este material, el propio ingeniero con motivo de la finalización de las obras, en un artículo publicado en La Gaceta de Tenerife, el 21 de agosto de 1913, escribe: “... en honor a la verdad debemos decir que es la primera Catedral de hormigón armado construida, la que en menos tiempo ha visto su terminación y la más barata del mundo”.

El ingeniero no utilizó las posibilidades expresivas del hormigón visto tal como la entendemos hoy en día. Al proyectar la catedral con criterios de diseño más próximo al estilo gótico, aprovechó la capacidad del hormigón de “amoldarse” a la forma requerida, para simular de este modo, una solución tradicional de cantería, en la que el hormigón imita la piedra tradicional y las nervaduras en columnas, arcos y bóvedas habituales en ese estilo arquitectónico.

Coetánea con el templo de la Laguna, pero de menores dimensiones, la primera iglesia de cemento armado, según todas las referencias estudiadas, fue San Jean de Montmartre del arquitecto Anatole de Baudot, discípulo de Viollet-Le-Duc, el cual colaboró con el ingeniero Cottancin, gran precursor en el uso del hormigón armado. La iglesia finalizó su construcción en 1904. La estructura es una combinación de muros y pilares de ladrillo armado y bóvedas nervadas de hormigón. [4]

3.

LA RAZÓN DE LA NUEVA CATEDRAL

Siete años antes del encargo a Vallabriga, en 1897, el templo original fue cerrado al culto debido a la precaria situación en la que se encontraba la edificación. La cúpula de piedra construida en 1752, llevaba casi un siglo dañando las columnas que la sustentaban, las cuales presentaban desplomes y grietas muy importantes [1].

En 1904, el Coronel de Ingenieros Ángel María Rosell y Laserre propone a la Diócesis construir la catedral en un nuevo material: el cemento armado, esta solución permite reducir notablemente el presupuesto y disminuir el tiempo de ejecución del templo. Rosell junto con, los también ingenieros militares, Juan Ramón Sena y José Espejo Fernández realizan varias propuestas, siendo finalmente Sena el designado para redactar un proyecto para el templo en hormigón armado [1].

Con los planos de Sena aceptados, surge un imprevisto: no existen en la isla de Tenerife empresas especializadas capaces de ejecutar esa obra de hormigón. A través del Coronel Rosell el provisor Luis Palahí entra en contacto con una empresa constructora radicada en Madrid: Sociedad de Aplicaciones de la Ingeniería, cuyo director era el también ingeniero Militar Eduardo Gallego Ramos, gran especialista y gran divulgador del hormigón armado a través de sus publicaciones en la conocida revista “La Construcción Moderna” de la que fue codirector [5].

4. JOSÉ RODRIGO-VALLABRIGA Y BRITO

Tras la fallida negociación con la empresa Sociedad de Aplicaciones de la Ingeniería, el coronel Rosell le propone al provisor Palahí una alternativa: el teniente Rodrigo Vallabriga, un militar afincado en la isla de Gran Canaria conocido de Rosell y que tenía gran experiencia en obras de hormigón. [1]

Vallabriga nacido en Cuba en el año 1876, debido al destino militar de su padre, se formó en la Academia de Ingenieros de Guadalajara, donde se licencia como teniente en el año 1899 [7], al igual que Eduardo Gallego Ramos o Francisc Maciá. En 1900 se incorpora a la Compañía Regional de Zapadores con sede en Las Palmas, ciudad donde residía su familia, compatibilizando sus responsabilidades castrenses con una importante actividad como constructor privado, actividad que le procuró una notable fama de especialista en obras hormigón.

La figura de Vallabriga posibilitaba no solo resolver el proyecto técnico sino también asumir la construcción de la obra, pues el militar contaba con una contrata de obreros especializada en cemento armado, cuya taller de la calle Castillo 14 de la ciudad de Las Palmas estaba situado a escasos 200 metros de la Catedral, obra que probablemente sirvió de modelo para el desarrollo del nuevo proyecto.

En noviembre de 1904 Palahí envía el proyecto del ingeniero Sena a Las Palmas. En apenas dos meses, el cinco de enero de 1905 Vallabriga entrega en Tenerife los primeros planos, que son aprobados y se le firma el contrato [1].

5. EL INFORME DEL PROYECTO: DATOS DE LA ESTRUCTURA

En febrero de 1905, el provisor de la Catedral Don Luis Palahí tiene que solicitar el preceptivo informe técnico para la realización de la obra al arquitecto diocesano Laureano Arroyo [5]. Arroyo (1848-1910), arquitecto catalán que llega a Gran Canaria en 1888, conocía perfectamente a Vallabriga, con el que había coincidido en diversas obras en la ciudad de Las Palmas, Arroyo como arquitecto y Vallabriga como contratista.

El informe, enviado el 1 de abril de 1905, es negativo en todos los términos, indicando Arroyo que Vallabriga como ingeniero no tiene competencias profesionales en esta tipo de proyectos, criticando el estilo del templo, al que Vallabriga

denomina románico-gótico, considerando Arroyo que debiera haberse adoptado el estilo modernista dominante en esa época, y finalmente valorando la estructura como inestable y falta de resistencia, haciendo referencia a la sección de las columnas que sustentan la cúpula y el crucero, de las que dice: “...a simple vista, la sección transversal produce el ánimo de que al cimborrio se la van a doblar las piernas”, no entendiendo Arroyo que la sección de las mismas fuera igual en las columnas de las naves que en las del crucero que debían recibir el peso de la cúpula [5].

5.1 La contestación de Vallabriga

La contestación de Rodrigo-Vallabriga de agosto de 1905 aporta valiosos datos relativos a los criterios de cálculo y cargas consideradas, justificando pormenorizadamente su proyecto con números para desmontar las críticas del arquitecto Arroyo:

- Comprobación de un arco: el ingeniero justifica el dimensionado de un arco toral de una nave lateral, considerando una luz o vano de arco de 8.4 metros, si bien, explica que en posterior levantamiento la luz se ha quedado en 7.50 metros. Considera una carga de 400 kg/m² y a partir este dato, estima una carga lineal de 1.800 kg/m sobre el arco, obteniendo las solicitaciones mediante la aplicación el polígono funicular de fuerza. Los esfuerzos principales obtenidos, con valores en Kg y metros, en cinco secciones (medio arco) son las siguientes:

TABLA 1. Solicitaciones arco toral según Vallabriga

SECCION 1	MOMENTO	COMPRESIÓN	CORTANTE
1	5.240	920	900
2	4.416	1.550	2.350
3	1.840	3.000	3.500
4	2.760	5.000	3.800
5	9.200	7.250	950

La sección 1 es la clave del arco y la sección 5 el apoyo, sección que Vallabriga considera empotrada en la columna.

Para el dimensionado de la sección de hormigón armado utiliza el método de Wilhelm Ritter, sustituyendo el área de aceros por su equivalente en hormigón, teniendo en cuenta un coeficiente de homogenización de 20 (relación entre módulos de deformación del acero al hormigón). Las tensiones de trabajo o admisibles consideradas por Vallabriga para los arcos fueron:

Hormigón...38 a 40 kg/cm²

Acero...14 kg/mm²

Hierro...12 kg/mm²

La sección del arco toral considerada es de canto 35 y ancho 15 cm, y la arma con 6ø25, tres en cara superior y 3 en cara inferior. Considera un recubrimiento mecánico de 25 mm, lo que representa un recubrimiento geométrico de 12.5 mm. En la ejecución la sección paso a ancho 30 cm.

Comprueba la sección 2, en la que existe un momento flector de 4.416 kgxm y un esfuerzo axil de compresión de 1.550 kg. Los resultados obtenidos son:

- Tensión de trabajo en la fibra de hormigón más comprimida 37,8 kg/cm².
- Tensión de trabajo de las armaduras 10,7 kg/mm².

Apunta Vallabriga : “no tenemos en cuenta la extensión (tracción) en el hormigón para mayor seguridad, aunque Ritter y los autores modernos no la desprecian”.

Para la comprobación de una de las columnas, estima que las de las naves reciben un axil de 54 toneladas, y considerando que la columna tiene una sección de 1 m² aproximadamente, la tensión resultante es de 5.4 kg/cm². Justifica Vallabriga que había considerado una tensión de trabajo de 25 kg/cm². Comenta el ingeniero: “el hormigón de buen cemento es capaz de resistir sin deformarse hasta más de 200 kg/cm². Luego estas columnas... pueden resistir hasta 200 toneladas”.

Este dato de la resistencia del hormigón nos indica que para fijar la tensión admisible partió de una resistencia de 200 kg/m² y utilizó un coeficiente de seguridad de 8 para los pilares y de 5 para las vigas. Para los aceros y considerando que se trataba de acero de 2200 kg/cm², establece una seguridad de 1.6, inferior a 2, valor utilizado por las primeras normas españolas de hormigón (EH-39).

Para las columnas del crucero, considera Vallabriga una solicitud de 120 toneladas, lo que resulta una tensión de trabajo de 12 kg/cm². Añade Vallabriga: “siendo tan considerable la sección de hormigón en las columnas, el papel del hierro de las armaduras no es de resistencia”.

El ingeniero en un artículo publicado en la Gaceta de Tenerife el 21 de agosto de 1913 con motivo de la inauguración escribe: “Me ha sido impuesto un diámetro exagerado en las cuatro columnas que sostienen la cúpula. El recuerdo de la catástrofe del tercer deposito de Madrid y la relativa novedad del cemento armado en La laguna, contribuyeron a que no me fuera admitido mi proyecto de columnas más delgadas y hoy su excesiva masa, privará a muchos fieles establecidos en las naves laterales contemplar las ceremonias religiosas en el altar mayor”.

Para solventar el problema de las competencias profesionales advertido por Arroyo, se convence al arquitecto valli-soletano afinado en Tenerife Mariano Estanga y Arias Girón (1867-1937) para que asuma la dirección de las obras y se busca la firma de un arquitecto de fuera para el proyecto. Se consigue que el arquitecto madrileño Mariano Belmás Estrada (1850-1916), conocido por su participación en el proyecto de la Ciudad Lineal de Madrid, director de La Gaceta de Obras Públicas, Senador del Reino y miembro de la Junta consultiva de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando, firmara el proyecto del templo.

6. DESARROLLO DE LA OBRA

La obra comienza el 6 de septiembre de 1905 con el replanteo de la pared exterior [8]. Vallabriga trae su equipo de obreros de Gran Canaria ante la falta de trabadores que conocieran esta nueva técnica. [1]. Un escultor, José Bustamente, permanece siempre en obra para ejecutar los vaciados y otros elementos decorativos [2].



Figura 2. Interior de la Catedral de La Laguna. Nave central. Fototeca del Patrimonio Histórico. Autor Passaporte, Antonio, año 1931.

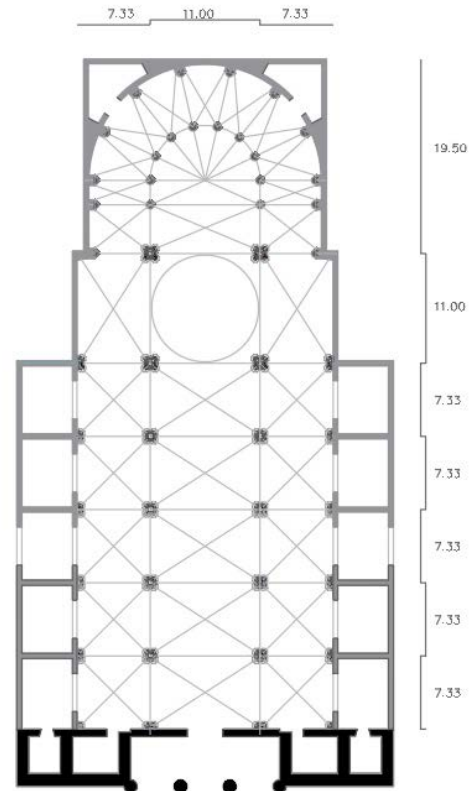


Figura 3. Planta del templo. Autor Hugo Ventura Rodríguez.

A finales de 1906 Vallabriga trabaja en la modificación del proyecto para reconstruir la capilla mayor, demoliendo la antigua capilla. Un deambulatorio semicircular proyectado como prolongación de las naves laterales, conforman el ábside y conforman el presbiterio con el altar mayor [1].

El cierre de la cúpula y con ello la finalización de la estructura se produce el 8 de julio de 1911, esto es 6 años después del comienzo de obra, finalizándose el templo en su totalidad en enero de 1913, si bien la inauguración oficial se realizó en septiembre de ese año. La obra alcanzó un presupuesto de unas 450.000 pts. [1]

7. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO: ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

La catedral, presenta unas dimensiones de 25.50 de ancho en las tres naves, las laterales de 7.33 metros y la central de 11 metros más dos cuerpos de capillas a cada lado, con anchos de cinco metros.

Las naves tienen cubiertas con bóvedas de crucería, esto es cúpulas esféricas seccionadas por los arcos torales que parten de las columnas. Las losas de hormigón armado se ejecutaron con espesores de 10-12 centímetros con una capa de armado central [3]. Los arcos torales y los arcos diagonales tienen secciones de 30 x 30 cm. La nave central tiene una altura de 17,50 metros (proporción $\approx \phi \times 11$) y las naves laterales de 16 metros. Sobre las cuatro columnas del crucero, se eleva el cimborrio ejecutado con un muro de hormigón en masa de 30 centímetros, reforzado con pilastras armadas resaltadas de 35x25. La cúpula semiesférica, y sin óculo, alcanza una altura de 31.50 metros con un diámetro interior de 10 metros.



Figura 4. Moldes prefabricados para las columnas. Dibujo de Hugo Ventura Rodríguez.

Las columnas, de diez metros de alto se ejecutaron con moldes de cemento armado ejecutados a pie de obra. Probablemente, la misma técnica que se realizaba en la época para la realización de maceteros y otras piezas prefabricadas de hormigón. Los moldes de 40 centímetros de alto y diez centímetros de espesor, armados, eran usados como encofrados perdidos. Las juntas horizontales entre moldes y el color del hormigón, le confirieron a la estructura la apariencia de una tradicional sillería de piedra: el molde perdido consta de dos capas: una exterior de 3 o 4 cm ejecutada con un mortero muy seco de color más oscuro, probablemente proyectado,

que asemeja a la piedra basáltica y el resto un hormigón vertido. Las columnas de las naves tienen un ancho total de 105 cm. y las del crucero de 130 cm, las de la girola, circulares, tienen 65 centímetros de diámetro. Todas disponen de nervaduras de trazo vertical que le confieren una cierta “apariencia neogótica” al interior del templo.

Igualmente los arcos presentan una primera capa del mismo mortero seco, aquí no hay juntas, que se proyecta previamente contra el molde, posiblemente metálico dado la forma tan precisa de la sección de los arcos. Al igual que en los pilares, en los arcos no se dispusieron estribos ni ningún otro tipo de atado vertical, por esta razón las armaduras longitudinales carecen de una posición precisa en sección.

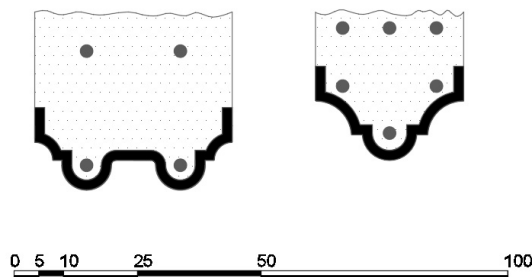


Figura 5. Detalle de arcos y nervios. Dibujo de Hugo Ventura Rodríguez.

En la imagen a la izquierda el arco toral y a la derecha el arco diagonal de las cúpulas de las naves. Las armaduras son diámetros 25 mm en ambas secciones, la disposición de las mismas, se obtuvo a partir de los capiteles situados en un parque de la ciudad de La Laguna.

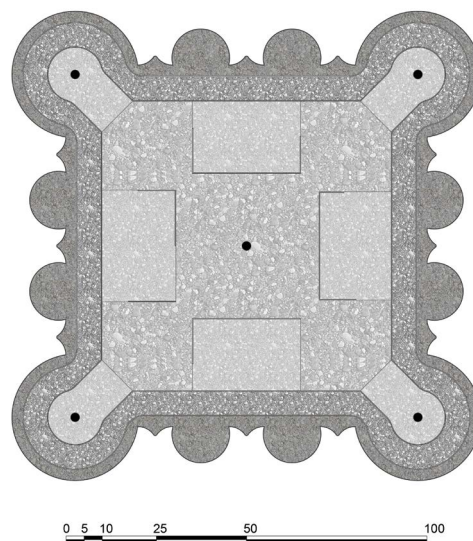


Figura 6. Detalle sección columna crucero Hugo Ventura Rodríguez.

En la imagen anterior una sección de la columna del crucero con un ancho total de 130 cm. La posición y el número de armados, diámetros de 25 mm es la real. De color más oscuro, las dos capas que conforman el molde prefabricado con un espesor de 10 cm. Interiormente el núcleo de hormigón con un solo diámetro de 25 mm.

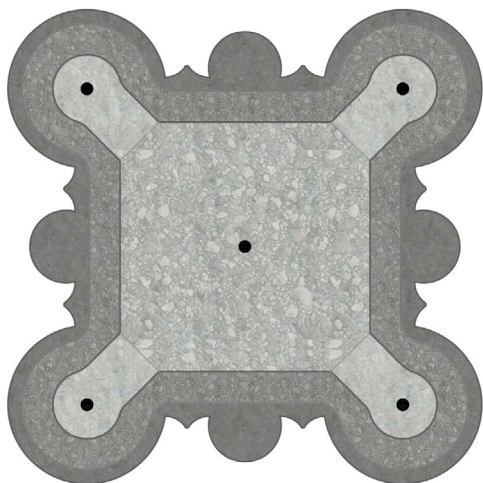


Figura 7. Detalle sección columna nave. Dibujo de Hugo Ventura Rodríguez.

El interior de la nervadura de las esquinas se rellenaba en una segunda fase posterior al hormigonado del núcleo central. Igualmente se aprecia, tanto en el dibujo de la columna del crucero, como en la fotografía inferior, cuatro rectángulos que también se hormigonaban en una segunda fase con mortero bastardo, incluso con ladrillos o maderas. Probablemente, se dispusieron elementos metálicos que hacían la función de guía para el aplomado de los moldes, al tiempo que podrían evitar empujes excesivos del hormigón fresco sobre los moldes. En la siguiente imagen, detalle del molde perdido con los dos materiales que conforman su sección.



Figura 8. Detalle de la moldura prefabricada, columna de crucero. Restos de la Catedral. Fotografía de Hugo Ventura Rodríguez.



Figura 9. Detalle de columna y capitel del crucero. Restos de la Catedral. Autor Hugo Ventura Rodríguez.

La fotografía de la [figura 10](#) refleja el estado de la obra en el año 1908. La imagen está tomada desde la nave principal hacia la capilla mayor. En este momento se habían ejecutado ya la totalidad de las columnas de las naves. Se ejecutaron primero los arcos torales de las naves previamente a las bóvedas de crucería.

Igualmente se puede observar los moldes o encofrados perdidos de hormigón armado ejecutados en el suelo y preparados para las columnas del crucero, dos semi-moldes por columna. Se aprecia que están ejecutadas todas las columnas de la girola. Se está construyendo el encofrado para las bóvedas de crucería de las naves. Los muros de cerramiento se construyeron con fábrica.

8. INVESTIGACIÓN Y ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE LA CATEDRAL DE LA LAGUNA REALIZADA POR EL INSTITUTO EDUARDO TORROJA

El Instituto Eduardo Torroja realizó un importante estudio del estado de la estructura y de sus materiales entre 1998 y 2008. Como conclusiones más destacadas, se puede resaltar que los distintos hormigones y morteros utilizados ofrecen una cierta homogeneidad analizados por elementos: columnas, arcos, nervios o bóvedas.

Las resistencias de los hormigones obtenidos por el ITEcc según el elemento estructural son:

TABLA 1.
Resistencias

Elemento	Resistencia en MPa
Nervios y arcos	3 a 5
Columnas	8 a 20
Bóvedas	8 a 24,8
Arranque nerv.	20

La corrosión de la armadura motivada por la entrada de agua desde las cubiertas afectaron fundamentalmente a arcos, nervios, capiteles y zonas más bajas de las bóvedas. Los hormigones de las bóvedas se elaboraron con mezclas de cal y cemento portland. En los morteros y en los micro hormigones se encontraron grasas utilizadas como aditivos para mejorar sus propiedades: estas grasas eran probablemente de cerdo, una técnica tradicional para los morteros de cal utilizada en las islas.

9. ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE LA CATEDRAL A PARTIR DE LOS RESTOS DE CAPITELEROS RECUPERADOS DE LA DEMOLICIÓN

La conservación de algunos de los restos de los capiteles y arcos procedentes de la demolición ha permitido realizar un levantamiento de la geometría de estas piezas, de sus armados, tanto en posición como en diámetros y extraer testigos de los



Figura 10. Construcción del templo, año 1908. Fotografía del libro *La Catedral de La Laguna, Arte Religión y Sociedad*. Darias Príncipe, Alberto.

mismos para proceder a su ensayo. Esta última tarea fue realizada por un laboratorio acreditado. Se extrajeron seis testigos de hormigón y dos testigos de armaduras. De los testigos de hormigón obtenidos se realizaron bandas extensométricas para determinar resistencia y módulos de deformación longitudinal y transversal, además de ensayos de porosidad, determinación contenido en cloruros, densidad y carbonatación.



Figura 11. Testigos de hormigón extraídos de los restos del Seminario Diocesano. Fotografía del autor.

Los resultados de los testigos nos indican, en relación a la resistencia una gran variabilidad de los mismos. Los testigos de

la columna de crucero 1 dan valores de resistencia muy bajos y distintos de la columna de crucero 2. La diferente resistencia entre columnas podría justificarse por una dosificación distinta y por tanto poco controlada: distintas relación agua cemento o cantidad de cemento en cada amasada. La diferente resistencia en testigos de la misma columna, por lo tanto con la misma dosificación dada la proximidad de la localización de testigos, podría deberse a una diferente compactación, criterio que podría refrendarse con los valores de densidad muy bajos, o por el contrario alta porosidad.

10. CONCLUSIONES GENERALES

La catedral de La Laguna fue sin duda una obra pionera del hormigón armado en España y supuso la iniciación de esta tecnología en el ámbito de Canarias.

La obra supuso un reto técnico importante, con la dificultad añadida que pudo suponer la lejanía de las islas al continente y por la falta de recursos económicos disponibles, para los que el ingeniero militar procuro una adecuada optimización de los medios disponibles resaltando la utilización de moldes prefabricados para las columnas que permitían conseguir un acabado adecuado, desechando sin gran coste las piezas mal

TABLA 2.
Resultados de los ensayos restos de la Catedral

Testigo	1	2	3	5	6
Elemento	Arco total Crucero	Pilar crucero 1	Pilar crucero 1	Pilar crucero 2	Pilar crucero 2
Diámetro (mm)	95	95	95	95	70
Longitud (mm)	190	155	192	179	132
Sección (mm ²)	7088	7088	7088	7088	3864
Resistencia MPa	15,73	11,08	12,53	22,47	25,81
Densidad seca kN/m ³	20,14	19,18	18,90	23,73	22,51
Absorción (%)	2,69	4,76	4,54	0,92	1,32
Porosidad (%)	5,57	9,60	9,02	2,20	2,99
Humedad (%) ambiente	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Contenido cloruros (% peso hormigón)	0,10	0,12	0,09	0,09	0,11

ejecutadas antes de su colocación en obra, al tiempo que economizaban la utilización de encofrados y cimbras.

La falta de control en los recubrimientos, utilización de mezclas de cal y cementos portland en los hormigones, y una inadecuada compactación durante la ejecución, lo que ocasiono hormigones muy porosos, tuvieron como consecuencia un hormigón de una calidad baja, suficiente desde el punto de vista resistente, pero insuficiente desde el punto de vista de la durabilidad. El clima húmedo de la Laguna y un incorrecto mantenimiento, con la utilización de yesos para reparar los trozos de recubrimiento que se iban desprendiendo por corrosión, aceleraron el proceso de degradación.

La situación de deterioro obligo a la demolición de las cubiertas y los capiteles, si bien las columnas y muros originales se han conservado y están preparados para soportar la nueva cubierta, una réplica exacta de la cubierta original, pero esta vez construida con hormigones de mayor calidad armada con armaduras de fibra de carbono y reforzadas con fibra de vidrio.

Referencias

- [1] Darias, A., Purriños, T. (1997) *Arte, religión y sociedad en Canarias. La catedral de La Laguna*. Ayuntamiento de La Laguna, 1997.
- [2] Márquez Zarate, J.M. (2005) La Catedral de la Laguna, modelos de actuación. Revista *Ars Sacra* nº 33.
- [3] Burgos Núñez, A., *Los orígenes del Hormigón Armado en España*. Madrid, Ministerio de Fomento. Cedex-Cehopu.
- [4] Frampton, K. (1999) *Estudio sobre la cultura tectónica*. Madrid, Akal, pp 60-61
- [5] Archivo Histórico Diocesano de Tenerife. Legajos de la Catedral.
- [6] Dorrengo, F., Luxan, M.P., Tanner, P., Fernández, V. Investigación y estudio del estado de conservación de la Catedral de La Laguna. Compendio de Investigación.
- [7] Cuadernos: *In memoriam* José Rodrigo Vallabriga. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Varios Autores.
- [8] Rodríguez Moure, J. (1914) *Datos históricos del templo Catedral de Tenerife*. Santa Cruz de Tenerife. Librería y Tipografía Católica.

Design, Construction and Capabilities of the Large Universal Shell Element Tester

Diseño, construcción y capacidades del Large Universal Shell Element Tester

Walter Kaufmann^a, Alexander Beck^{*,b}, Demis Karagiannis^c, Dominik Werne^d

^a Prof. Dr., Chair of Concrete Structures and Bridge Design, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich

^{b,c} Research Associate, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich

^d Head of Laboratory, Institute of Structural Engineering, ETH Zu

Recibido el 19 de junio de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

ABSTRACT

The *Large Universal Shell Element Tester* (LUSET) is a new testing facility that has been developed at ETH Zurich. It enables the investigation of the load-deformation behaviour of full-scale reinforced concrete shell elements under arbitrary loading conditions. The motivation for the development of the LUSET is outlined followed by a description of the hardware and software components of the setup and the measurement systems used. Finally, the test series for validating the functionality of the LUSET is discussed and a general overview of the facility's overall testing capabilities is given.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Structural concrete, shell elements, combined loading, large-scale experiments.

RESUMEN

El *Large Universal Shell Element Tester* (LUSET) es un nuevo dispositivo de ensayos, desarrollado en la ETH Zúrich, el cual facilita el estudio del comportamiento mecánico, a escala real, de elementos lámina de hormigón armado sujetos a sollicitaciones en sus tres dimensiones (esfuerzos combinados de elementos tipo losa y membrana). En este artículo se presentan los motivos que condujeron al desarrollo del LUSET y, adicionalmente, se describen sus componentes, el software de control y los sistemas de medición. Finalmente, se presenta una breve descripción de la serie de ensayos usada para validar la funcionalidad del LUSET, así como, un resumen de sus posibilidades.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Hormigón estructural, elementos lámina, sollicitaciones combinadas, ensayos a gran escala.

1. INTRODUCTION

For the safe design of new concrete structures, models based on the lower bound theorem of plasticity theory are perfectly suitable. Hence, these models have been adopted by many design codes worldwide in the last decades. However, despite the suitability of limit analysis for the design of new structures,

the method is often not applicable for structures built following older design codes and/or structures employing non-conventional reinforcements such as fibre and textile reinforced concrete. Therefore, more knowledge needs to be experimentally acquired regarding the load deformation behaviour of plate and shell structures not complying with the prerequisites of limit analysis methods. Furthermore, knowledge of the

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: beck@ibk.baug.ethz.ch (Alexander Beck).

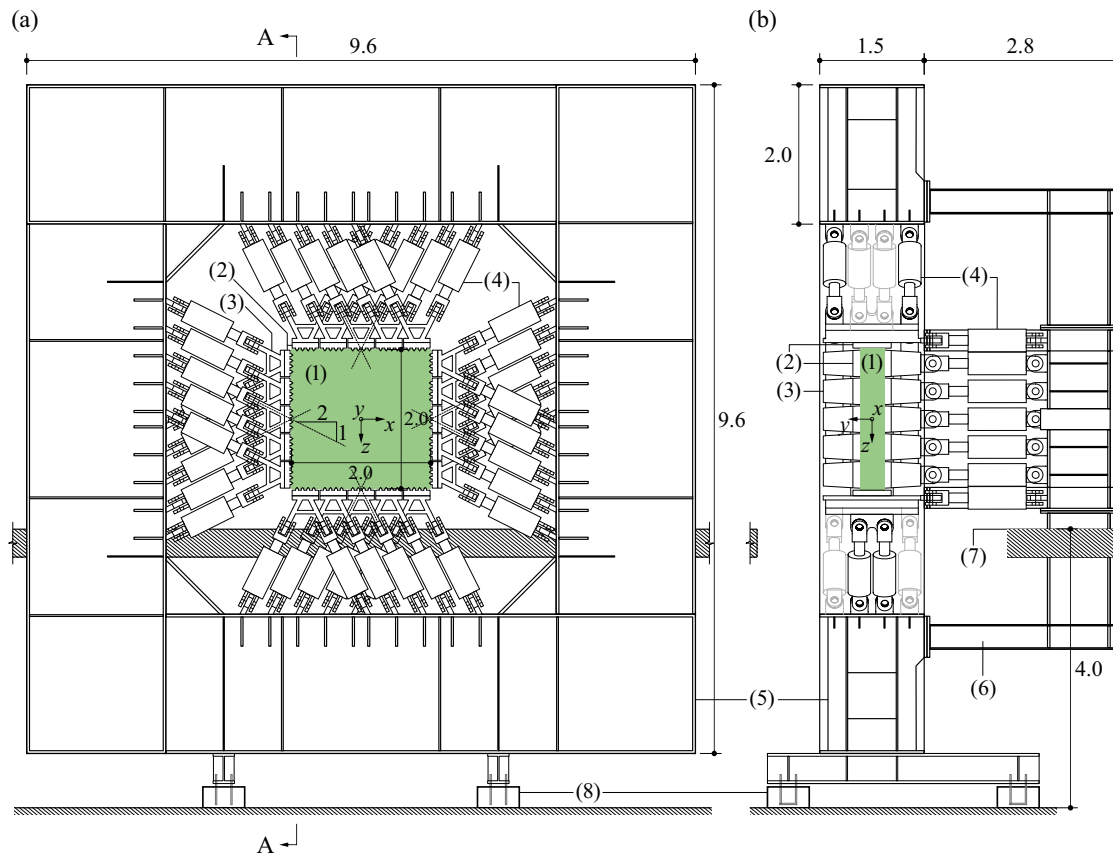


Figure 1. Overview of the LUSSET: (a) elevation; (b) section A-A (dimensions in m); adopted from [1].

load-deformation behaviour is also important when checking serviceability criteria such as crack widths and deflections.

The LUSSET enables the investigation of the load-deformation behaviour of large reinforced concrete shell elements under arbitrary loading conditions. This means, that the LUSSET allows applying all eight independent stress resultants acting on generally loaded shell elements in any combination and arbitrary loading paths. Therefore, the conducted experiments on shell elements allow for (i) the investigation of the deformation capacity of structural concrete subjected to arbitrary load combinations; (ii) the exploration of the limits of applicability of the theory of plasticity to structural concrete with low amounts of reinforcement; and (iii) the critical review of current design provisions and available models. Hence, research carried out using this facility will hopefully contribute to avoid unnecessary strengthening of existing structures, and to design more efficient new structures.

This paper presents the design and construction of the LUSSET and describes its testing capabilities and capacities.

2. FUNDAMENTALS

2.1 Basic Concept

The LUSSET enables large-scale testing of reinforced concrete elements with in-plane dimensions of 2.0 x 2.0 m and a var-

iable thickness of up to 0.38 m subjected to well controlled, arbitrary load combinations. Figure 1 shows an overview of the LUSSET (elevation and section) with the main components and an installed specimen.

Along the edges of the specimen (figure 1, number (1)), the loads are introduced by means of 100 hydraulic actuators (4) acting on twenty independent loading yokes (3). In the reference position, the actuators are inclined at a ratio of 1:2, which corresponds to an angle of approximately 26.6° with respect to the outer normal of the specimen edge. The yokes are applying the loads to the blocks (2) which in turn transfer them to the specimen. The reaction forces of the actuators are equilibrated by a stiff in-plane reaction frame (5) and an out-of-plane frame (6). Due to the limited height of the structural laboratory, the supports of the reaction frame had to be placed in the basement of the building. Consequently, the installed specimens are located only slightly above the floor level of the laboratory (7), which facilitates the access during the experiments. In the basement, the LUSSET is sitting on four concrete blocks (8), which carry the self-weight of the facility.

The control system is based on 20 servo-hydraulic valves such that in the standard configuration, 20 groups of five actuators can be controlled independently. The front and rear actuator chambers of each group of actuators controlled by one valve are hydraulically connected, such that the corresponding oil pressures are equal and thus, except for different frictional forces, they apply the same load. Four layers of five actuators are arranged in-plane and one group out-of-plane per specimen side.

100 displacement and 100 force sensors (one each per actuator) measure the strokes and forces of the actuators during the tests. Additionally, 20 tilt sensors monitor the yoke inclinations. The pressures in the two chambers of each valve are measured by pressure sensors (40 in total), which can also be used to determine the forces in the actuators.

The LUSSET is built with a modular concept. This means that beside the standard machine configuration outlined above, there are possibilities to change the standard tests making use of the modular setup of the load introduction elements and the hydraulic components, as well as the control software. In particular, it is possible (i) to use different load introduction elements connecting to the yokes; (ii) to rearrange and reconnect the actuators with fast hydraulic connectors to arbitrary valves over a tube system; and (iii) to define arbitrary loading protocols with a Matlab interface for the control software. Hence, for tests diverging from the standard shell element tests with homogeneous loading conditions, it is also possible to introduce non-homogeneous loads such as shear and longitudinal strain with a gradient or even using only a part of the loading yokes. The modular setup will be outlined in more detail in section 5.

2.2 Capacities

Each of the five yokes per specimen edge is loaded by one out-of-plane actuator perpendicular to the middle plane of the specimen, with a specified capacity of +/-0.70 MN, and four in-plane actuators parallel to the middle plane of the specimen, with a specified capacity of +0.95/-1.35 MN. The horizontal spacing between the in-plane actuator axes is given as $e = 0.36$ m (see figure 2).

Figure 2 shows the forces introduced by the actuators into the yokes in red (P_{of} , P_{or} , P_{if} , P_{ir} , P_y) and the resulting loads introduced by the yokes to the specimen edge in green (n_x , n_{xz} , m_x , m_{xz} , v_x). For simplification, the blocks are not shown in this figure. The resulting loads can be expressed as functions of the actuator forces in the non-deformed state of the yoke and the specimen using the following equations.

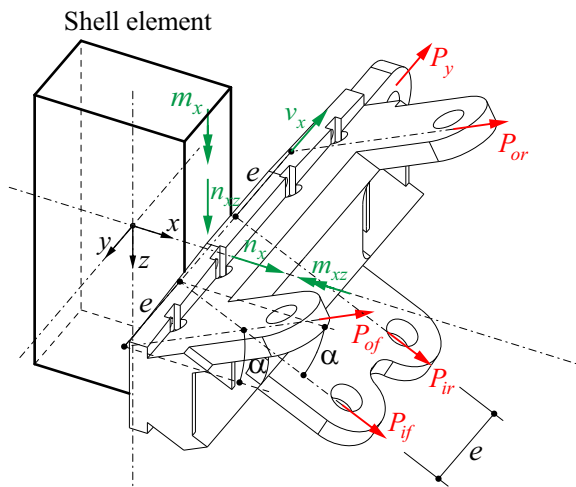


Figure 2. Notation of resulting loads introduced from the yoke into the specimen (green) and actuator forces acting on the yoke (red); adopted from [1].

$$n_x = \frac{P_e + P_{if} + P_{or} + P_{ir}}{0.40 \text{ m}} \cos \alpha$$

$$n_{xz} = \frac{-P_{of} + P_{if} - P_{or} + P_{ir}}{0.40 \text{ m}} \sin \alpha$$

$$m_x = \frac{(P_{or} - P_{of})1.5e + (P_{ir} - P_{if})0.5e}{0.40 \text{ m}} \cos \alpha + \frac{P_y \cdot 0.13 \text{ m}}{0.40 \text{ m}}$$

$$m_{xz} = \frac{(-P_{or} + P_{of})1.5e + (P_{ir} - P_{if})0.5e}{0.40 \text{ m}} \sin \alpha$$

$$V_x = \frac{P_y \cdot 0.13 \text{ m}}{0.40 \text{ m}}$$

From these relationships and the specified capacities of the in-plane and out-of-plane actuators, the loading capacities of the LUSSET can be determined, see table 1. Note that these capacities are valid for each stress resultant individually, i.e., if the other stress resultants are zero. For example, in the case of the in-plane shear force n_{xz} , this means that the maximum capacity is calculated with the tension capacity of all the actuators, such that a pure shear force is applied. The remaining stress resultants are obtained accordingly.

TABLE 1.
LUSSET loading capacities.

Loading type		Capacity
Compression	n_x^c	12.07 MN/m
Tension	n_x^t	8.50 MN/m
Shear	n_{xz}	4.25 MN/m
Flexural moment	m_x / m_z	1.53 MNm/m
Torsional moment	m_{xz}	0.76 MNm/m
Transverse shear	v_x	1.75 MN/m

3. CONSTRUCTION

3.1 Hardware

The hardware components of the LUSSET can be subdivided into (i) reaction frame; (ii) load introduction elements; (iii) hydraulic components; (iv) measurement elements; and (v) control system.

3.1.1. Reaction Frame

The reaction frame defines the outer dimensions of the LUSSET and equilibrates the reactions of the forces which are applied to the specimen. It consists of an in-plane frame (with outer dimensions of 9.6 x 9.6 m) and an out-of-plane frame that extends approximately 2.8 m off the in-plane frame, see figure 1. The in-plane frame was delivered by the contractor in

four equal parts and welded together on site. The out-of-plane frame consisting of hot rolled sections was delivered in several parts and bolted to the in-plane frame. The outer dimensions of the frames as well as the general layout of the stiffeners are indicated in figure 1. Generally, steel of Grade S355J2G3 was used for the reaction frame. Only the eyebars, which are welded to the in-plane frame and connect to the hydraulic actuators, are made of Grade S460N steel.

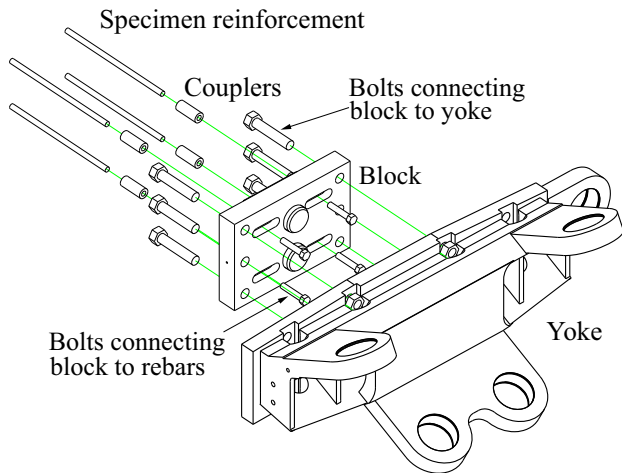


Figure 3. Load introduction system between actuators and specimen; adopted from [1].

3.1.2. Load Introduction Elements

The system of the load transfer between actuators and specimen already mentioned above is illustrated in more detail in figure 3. The actuators apply the forces to the 20 yokes along the four specimen edges, which in turn transfer their forces to 20 blocks. Yokes and blocks are connected by means of 6 preloaded high strength M36 bolts for the transfer of tension forces. The shear transfer between blocks and yokes is ensured by means of two circular shear connectors per yoke (bevelled cylindrical part protruding from outer block edge, corresponding holes in yoke), such that the preloaded bolts are only activated in tension. The connection and force transfer to the reinforcing bars is achieved by means of commercially available reinforcing bar couplers with parallel threads on forged bar ends (BARTEC system), certified to fail outside the thread. Shear forces are transferred to the specimen through shear teeth on the block front side (as well as some dowelling action of the couplers).

3.1.3. Hydraulic Components

The hydraulic hardware components consist of the actuators, the valves and the hydraulic tubing.

Two types of actuators are installed in the LUSSET, namely 80 in-plane and 20 out-of-plane actuators. The actuators are built in a very compact way, such that the maximum capacities (see section 2.2) could be achieved with the given space. The actuators are connected to the eyebar at the reaction frame by means of a load pin (see section 3.1.4) and to the yoke on the side of the specimen (see section 3.1.2).

For the actuation of the system, 20 proportional directional control valves are used. The direct-operated valves exhibit extremely high dynamics combined with a high oil flow, such

that they reach a frequency response high enough for quasi-instant control of the actuators in the LUSSET.

The hydraulic tubing is built in a way such that the LUSSET is as universally usable as possible. In case, that tests different from the standard configuration should be performed, bypass pipes to rearrange the connections between actuators and valves are available, as well as mobile linkboxes, rigid links and a tank for maintaining zero force without using a control channel. For more detailed information on the hydraulic components, see [1].

3.1.4. Measurement Elements

Each actuator is equipped with an internal displacement sensor that provides a continuous measurement of the stroke. Additionally, the yokes are instrumented with 20 tilt sensors providing a measurement of the rotation around the y -axis. The information obtained by the aforementioned sensors allows for the calculation of the exact position in space of each yoke and hence the specimen.

The forces applied by the actuators are measured by load pins that are arranged between the actuator fork and the spherical bearing in the eyebar of the reaction frame. Furthermore, making use of the pressure sensors that are located in the chambers of the 20 valves connecting to the actuators, the forces can also be back-calculated by multiplying the pressure to the respective piston area. It should be noted that the latter force does not account for the friction loss in the actuators.

In addition to the aforementioned permanently installed measuring equipment, two independent measurement systems are used in all tests, namely Digital Image Correlation (DIC) and distributed fibre-optic measurements (FO). For a detailed overview of the capabilities and limitations of the independent measurement systems the reader is referred to [2].

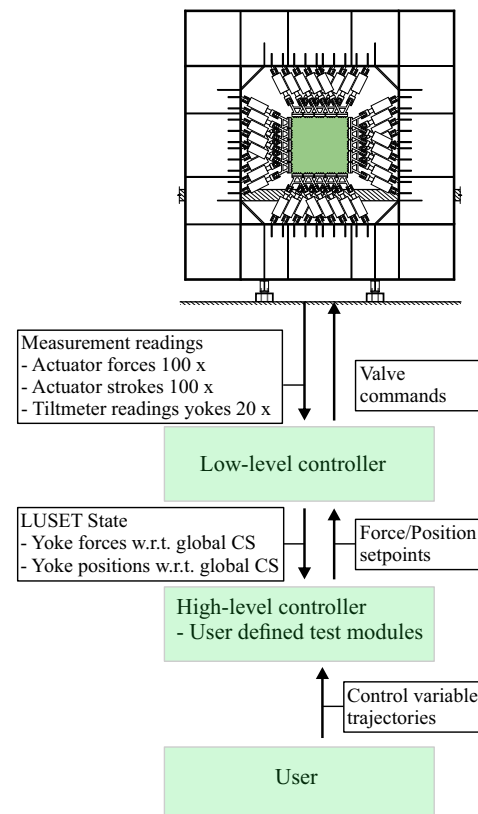


Figure 4. LUSSET control software architecture; adopted from [1].

3.1.5. Control System

The control cabinet of the LUSET contains a real time controller with a maximum transfer capacity of 1 GBit and a cycle frequency of 100 kHz which is enabled by an Ethernet based fieldbus GinLink. A Stand-Alone Master CPU board (SAM3) is connected to five IO-Nodes capable of handling more than 800 digital and analog in- and outputs. All machine states are calculated in a real time loop of 1 ms.

The standard control of the LUSET during testing takes place through standard desktop PC's.

3.2 Software

The control software can be distinguished in two parts, namely the low-level and the high-level controller.

The low-level controller is responsible for the synthesis of all individual measurement readings in a unified global reference system and the provision of an interface that translates user defined force and/or displacement targets to suitable control valve commands. Making use of the 100 actuator displacement readings in combination with the 20 tilt measurements per yoke, the kinematics and hence the position in space of each yoke (and associated actuators) can be determined. With this information, the forces exerted by the actuators on the yokes can be transformed to global Cartesian coordinates and summed up to obtain the resulting loads each yoke exerts on the specimen. The low-level controller only allows for the control of a specific group of actuators and not of the global state of the specimen. For the definition and execution of the tests, hence the control of the global state of the specimen, the high-level controller is used.

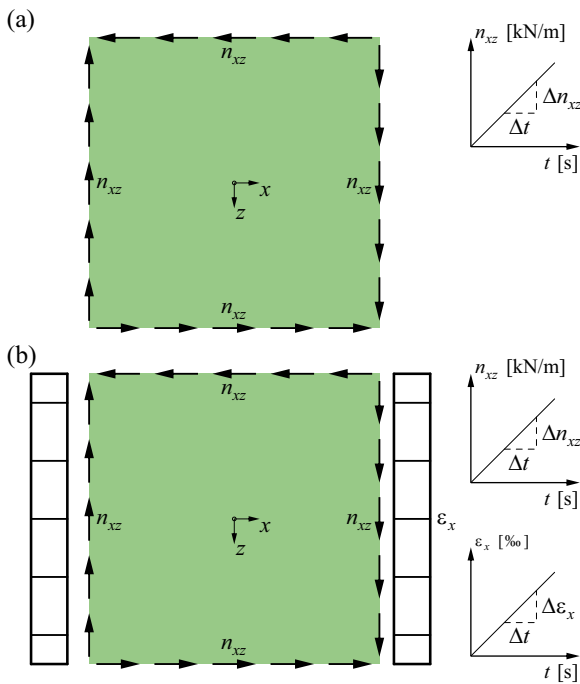


Figure 5. Load path of pilot tests: (a) PT1-PT3; (b) PT4; adopted from [1].

The high-level controller is a position-based cascade control that employs individual position controllers for all the actuator groups of a given machine configuration. The conditions that

an experimentalist wants to impose on a specimen are represented by a collection of generic variables that are achieved by controlling the position of the actuator groups. These generic variables can be either imposed deformations (kinematic restraints), forces or a combination thereof. For further information regarding the high-level controller, the reader is referred to [3].

4. PILOT TESTS

In the framework of the commissioning of the LUSET, a pilot test series consisting of four tests (PT1-PT4) was conducted in order to verify the basic functionality of the facility. PT1, PT2 and PT3 were tested under pure membrane shear (see figure 5a) and PT4 was tested under membrane shear with an imposed longitudinal strain in x-direction (see figure 5b).

The pilot tests were loaded up to failure with an applied loading ramp of $\Delta n_{xz}/\Delta t = 20$ kN/min.

Minor problems in the control strategy were identified during tests PT1 to PT3 and were subsequently corrected prior to the execution of test PT4. Test PT4 provided a validation of the modifications made in specific and of the overall control strategy in general. The pilot test series was therefore a success and more than 30 tests have since been carried out up to the time of writing this paper (see e.g. [4], [5]).

5. TESTING POSSIBILITIES

5.1 General

In addition to tests subject to the standard test configuration, where the specimen is subjected to homogeneous loading along its four edges, the modular concept of the facility enables an array of different test configurations and/or setups which are summarised in the following two sections.

5.2 Alternative Test Configurations

By rearranging the connections between actuators and control valves, hence changing the machine configuration, different non-homogeneous loading types can be achieved. An example of such a non-homogeneous loading type is a panel test with in-plane shear loading and an imposed longitudinal strain with a gradient along the specimen's edge, similar to test PT4 described in section 4 and illustrated in figure 6.

5.3 Alternative Test Setups

The yokes are designed such that specimens with out-plane dimensions in excess of what the standard blocks can facilitate can be tested. This enables one to one tests on a large range of structural types such as for example retaining walls with footings, columns with concrete dimensions.

By using suitable connection devices other than the blocks that were discussed in section 3.1.2 and illustrated in figure 3, alternative materials that do not contain conventional reinforcement can be tested such as Fibre or Textile Reinforced Concrete.

Additionally, the control architecture allows the execution of so-called hybrid tests where the physical specimen is part of a numerical structure, this way allowing experimental investigations on the system level and hence investigations of the deformation capacity of entire structures.

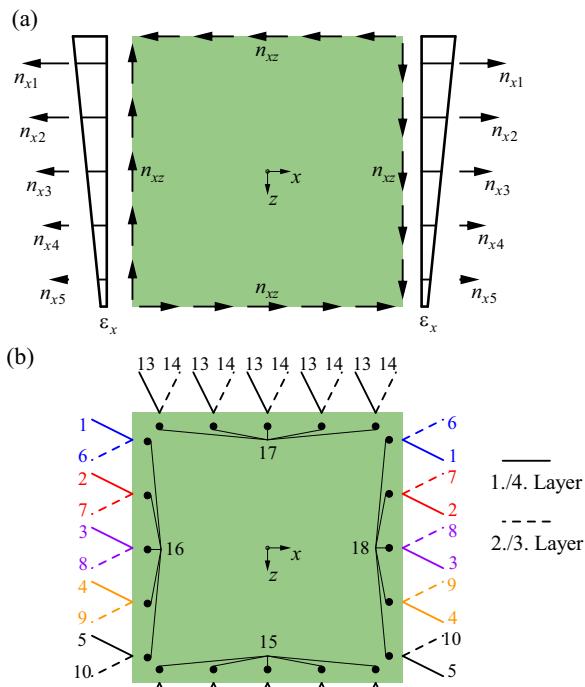


Figure 6. Non-homogeneous panel test in the LUSSET, with shear loading and imposed longitudinal strain with a gradient: (a) loading; (b) machine configuration; adopted from [1].

6. SUMMARY

A new testing facility to investigate the load-deformation behaviour of large-scale reinforced concrete shell elements has been developed at ETH Zurich: The Large Universal Shell Element Tester (LUSSET). The LUSSET enables the testing of reinforced concrete elements with in-plane dimensions of 2.0

x 2.0 m and a variable thickness of up to 0.38 m. This paper presents a description of its capabilities and limitations, the hardware and software components and its modular concept and associated testing possibilities.

Acknowledgements

The LUSSET was inspired by two testing facilities at the University of Toronto, whose loading possibilities it combines at a larger scale: The Shell Element Tester (SET) [6], [7] and the Panel Tester (PT) [8]. The authors would like to thank Profs. Evan Bentz and Michael Collins for providing them with in-depth information of the testing facilities and procedures at the University of Toronto, which were highly valuable for the design of the LUSSET at ETH Zurich.

A special thanks goes to Prof. em. Peter Marti, who provided his original drawings of the SET and inspired the concept of the LUSSET.

References

- [1] Kaufmann, W., Beck, A., Karagiannis, D., & Werne, D. (2019) "The Large Universal Shell Element Tester LUSSET." Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, IBK Report 506.
- [2] Mata-Falcón, J., Haefliger, S., Lee, M., Galkovski, T., Gehri, N., & Kaufmann, W. "Combined application of fibre optic and digital image correlation measurements to structural concrete experiments," *Eng. Struct.*, submitted.
- [3] Gonon, D.J., Karagiannis, D., Beck, A., & Kaufmann, W. "General combined control of multiaxial load and deformation in quasi-static structural tests," *Mech. Mach. Theory*, submitted.
- [4] Beck, A., & Kaufmann, W. (2018) "Paradigms of Shear in Structural Concrete - Review and Experimental Verification," in Proceedings of the 2017 fib Symposium, Cham, Switzerland, 2018, pp. 684–692.
- [5] Karagiannis, D., & Kaufmann, W. (2018) "Capacity Assessment of Concrete Box-Girder Bridge Webs Against the Combined Action of In-plane Shear and Transverse Bending," in Proceedings of the 2017 fib Symposium, Cham, Switzerland, 2018, pp. 693–700.
- [6] Khalifa, J. (1986) "Limit Analysis and Design of Reinforced Concrete Shell Elements," PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1986.
- [7] Kirschner, U., & Collins, M.P. (1986) "Investigating the Behaviour of Reinforced Concrete Shell Elements," Publication no. 86-09, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1986.
- [8] Vecchio F.J., & Collins, M.P. (1982) "The Response of Reinforced Concrete to In-plane Shear and Normal Stresses," Publication no. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 1982.

