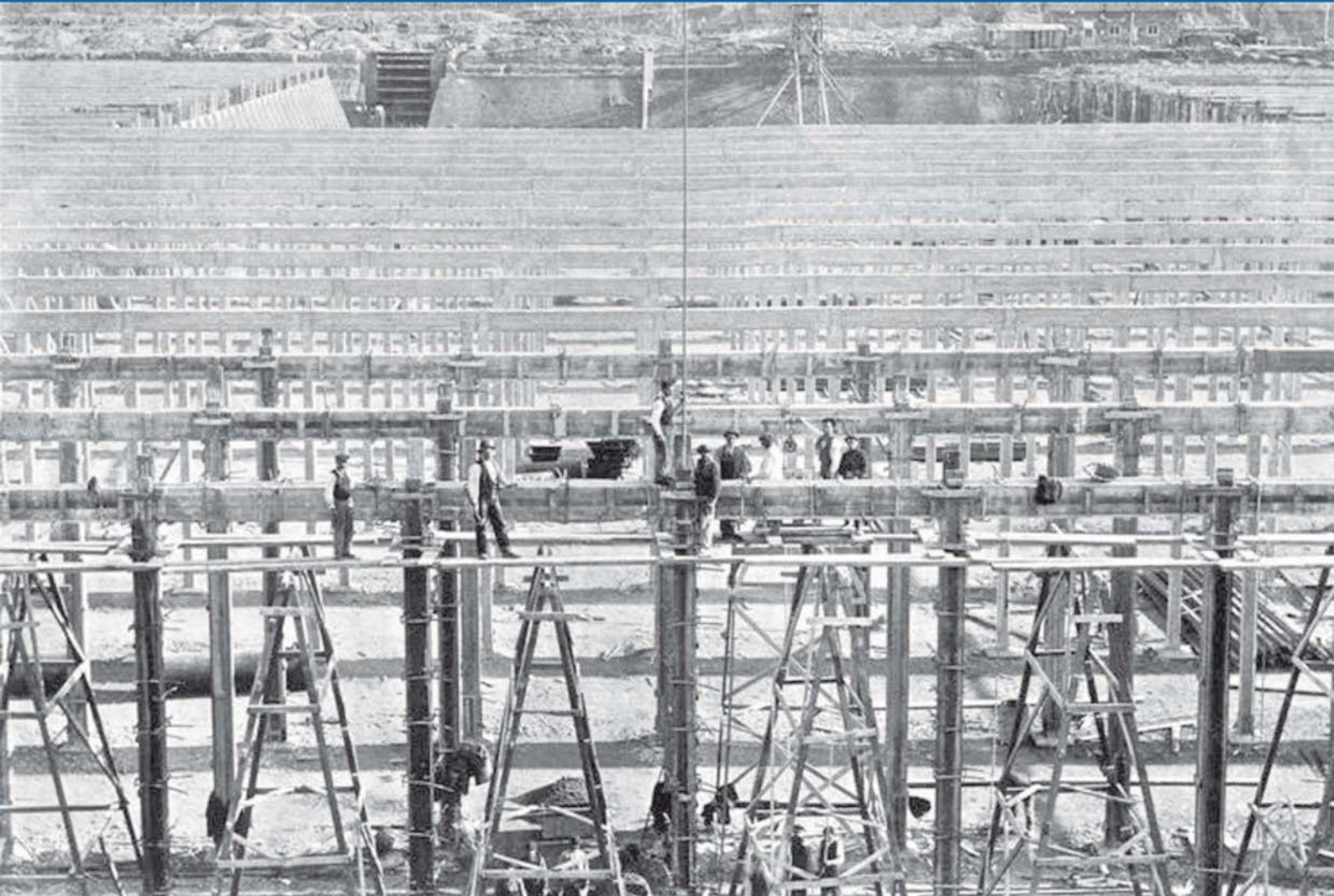


H A

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Septiembre-Diciembre 2017 | volumen 68 - número 283



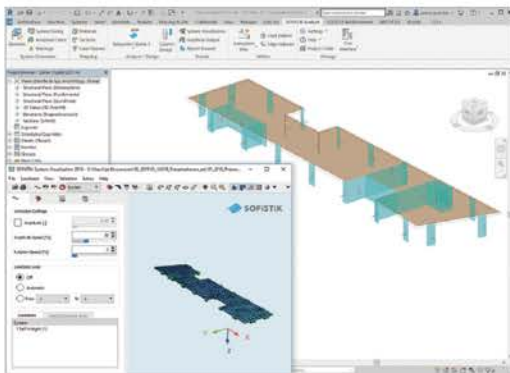
Nueva versión 2018



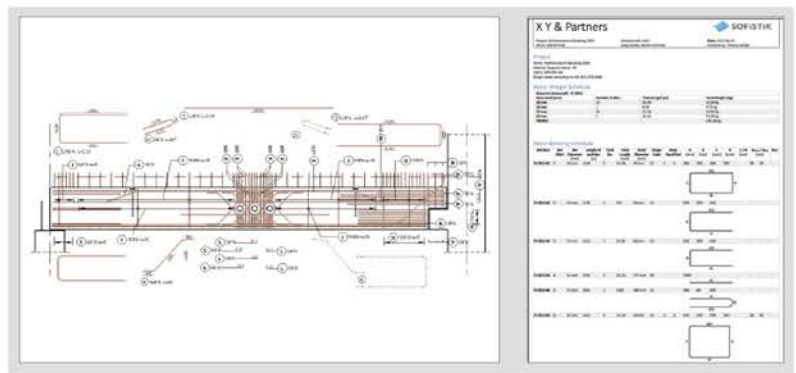
más info



BIM para edificación



BIM para construcción



BIM para obra civil



SOFISTIK Infrastructure Extension "SiX" (versión beta gratuita)

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



Foto de portada: Tercer Depósito del Canal de Isabel II (1905) | Madrid

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

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

Subdirector:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

Secretario:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Jorge Aparicio García (INGETURARTE, Madrid)
Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)
Ángel Arteaga Iriarte (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)
Héctor Bernardo Gutiérrez (DRAGADOS, Madrid)*
Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)
Héctor Cifuentes Bulté (ETS INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE SEVILLA, Sevilla)*
Antoni Cladera Bohigas (UNIVERSIDAD DE LAS ISLAS BALEARES, Palma)
David Fernández Montes (ETS INGENIERÍA CIVIL - UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)
Dorys C. González Cabrera (EPS - UBU, Burgos)*
Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS, C. y P. - UPV, Valencia)
Luis M^o Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)
Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)
Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)
Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, Madrid)
Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)
Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN: Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos: ICYT - Dialnet - Sumaris - Ubadoc - Catálogo Latindex - ScienceDirect - Pascal

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)
M^o Carmen Andrade Perdrix (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
José M^o Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM, México)
Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)
Paulo J. S. Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO, Guimarães, Portugal)
Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)
Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)
Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)
Paulo R. L. Helene (UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, Brasil)
José Antonio Lombart Jaques (EIPSA, Madrid)
Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)
Carlos A. Prato (UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, Argentina)
António Reis (IST - UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Portugal)
Jesús Rodríguez Santiago (ETS DE ARQUITECTURA, UPM, Madrid)
José Manuel Roeset (TEXAS A&M UNIVERSITY, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)
Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)
Mike Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)
Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)
José M^o de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

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



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

© 2016 ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

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

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

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

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



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

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

ISSN 0439-5689

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

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

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

Suscripciones y atención al cliente

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

Teléfono: 902888740

Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Depósito legal: B-8709-2014

Septiembre-Diciembre 2017 | volumen 68 - número 283

September-December 2017 | volume 68 - number 283

SUMARIO | CONTENTS

Robustez estructural: la cualidad que echó de menos Ribera en 1905 <i>Robustness: The quality Ribera missed in 1905</i> Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Javier León González, Jorge Ley Urzáiz	171
Proyecto de ferrocarril Awash-Kombolcha-Hara Gebaya, Etiopía. Diseño orientado a obras en países en desarrollo <i>Awash - Kombolcha - Hara Gebaya railway project in Ethiopia. Site oriented design in developing countries</i> María Estany Blázquez, Alexandre Correia Paulo, Ricard Leal Baró	185
Estudio de la influencia de los principales parámetros que definen un solapo de barras <i>Study on the influence of the main parameters defining reinforcement lap splices</i> Ismael Vieito, Fernando Martínez-Abella, Javier Eiras-López, Manuel F. Herrador, Juan Luis Pérez-Ordóñez	193
Structures with chloride attack. Application of cathodic protection in the bridge to Illa de Arousa <i>Estructuras con ataque por cloruros. Aplicación de la protección catódica en el puente a la Illa de Arousa</i> José Antonio Becerra Mosquera, José Enrique Pardo Landrove, José Manuel Millán Pérez, Diego Carro-Lopez	201
Estaciones enterradas de la línea 3 del Metro de Riad. Estaciones profundas con contrabóveda <i>Underground stations of Riyadh Metro project line 3. Deep stations with counter-vault</i> Francisco Javier Gómez Corral, Antonio Martín Colecha, Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri	209
Puente de Barra Vieja, México <i>Barra Vieja Bridge, Mexico</i> Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz, Alberto Muñoz Tarilonte, Raúl González Aguilar	221
Cálculo de torres atirantadas sin utilizar elementos finitos <i>Calculating guyed towers without using finite elements</i> Pablo M. Páez, Berardi Sensale	229
Análisis de un puente de tablero continuo sujeto a múltiples excitaciones sísmicas <i>Seismic analysis of a continuous bridge subjected to multiple-support excitation</i> Alexander Kagermanov	241
Aplicación de la técnica del georradar en ingeniería civil: evaluación de la variación del contenido de agua en el hormigón <i>Use of the non-destructive ground-penetrating radar technique in civil engineering: Evaluation of the variation of water content in concrete</i> Rosa Martínez-Sala, Jesús Mené-Aparicio, Isabel Rodríguez-Abad	251

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



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



SMARTER, SAFER, STRONGER

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



Arenas & Asociados

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



ACE
ASOCIACIÓN DE CONSULTORES E INGENIEROS
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici TIL-lers
08034 - BARCELONA



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.

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



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



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



CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio 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



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



FCC Construcción
Avda. Camino de Santiago, 40
28050 MADRID



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



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



Hilti Española, SA
Camino Fuente de la Mora, 1 - 3ª planta
28050 Madrid



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



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



SGS TECNOS, S.A.
C/ Trespaderno, 29
28042 MADRID



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

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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:



Robustez estructural: la calidad que echó de menos Ribera en 1905

Robustness: The quality Ribera missed in 1905

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^{a,*}, Javier León González^{a,b} y Jorge Ley Urzáiz^{a,b}

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, INTEMAC, Madrid, España

^b E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España

Recibido el 7 de abril de 2017; aceptado el 12 de abril de 2017

Disponible en Internet el 19 de junio de 2017

Resumen

El 8 de abril de 1905 se produjo el colapso de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II, hecho terrible que provocó la muerte de 30 personas durante la construcción y dio pie a una polémica extraordinaria de la que sin embargo no se extrajeron conclusiones convincentes. A los efectos del presente artículo, este episodio es un buen ejemplo de estructura proyectada con ausencia de análisis de robustez, calidad que se supone de implícita satisfacción si se cumplen los requisitos normativos de los códigos modernos, pero que fue obviada por el proyectista de la cubierta, el insigne y emprendedor José Eugenio Ribera, lo que motivó que un defecto en la ejecución tuviera consecuencias desproporcionadas. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Robustez; Tercer Depósito; Bóvedas; Hundimiento

Abstract

On April 8th 1905 the roof of the 3rd reservoir of the *Canal de Isabel II* in Madrid collapsed, being one of the most disastrous accidents that have occurred in the history of Spanish construction: 30 people died and 60 were injured. At the time, the event was subject to great speculation and investigation, both in the engineering society as well as in the court of law. Despite this, there were no convincing conclusions as to the cause of such a disaster. As far as the scope of this article is concerned, this collapse serves as a great example of the disproportionate consequences a lack of structural robustness can have. Modern codes contain specific requirements for which compliance is believed to implicitly guarantee a robust design. However, such requirements were not accounted for by the designer José Eugenio Ribera, one of Spain's leading civil engineers. As a result, a single defect in execution could lead to disastrous consequences.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Robustness; Third Reservoir; Vaults; Collapse

1. Introducción: la robustez como calidad estructural

Se entiende que una estructura es robusta cuando el fallo de un determinado componente no genera unas consecuencias desproporcionadas. Por ejemplo, el fallo de uno de los 2 cables parabólicos del Golden Gate provocaría una catástrofe. El fallo

de una péndola del mismo puente provocaría, sin embargo, daños de alcance limitado.

Se trata de una calidad estructural que se acepta como buena pero que en la mayoría de los casos carece de concreción cuantitativa. Sucede algo parecido con la ductilidad, y es que se supone de implícita satisfacción si se cumplen los requisitos normativos de los códigos modernos.

Sin embargo esto no siempre ha sido así.

De hecho el concepto de robustez es relativamente reciente: fue la destrucción parcial de la torre Ronant de 22 plantas en Londres en 1968 (fig. 1) la que supuso la incorporación del concepto

Véase contenido relacionado en DOI:

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.10.001>

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: ediazpavon@intemac.es (E. Díaz-Pavón Cuaresma).



Figura 1. Hundimiento parcial de la torre Ronan Point el 16 de mayo de 1968. Londres. Fuente Levy y Salvadori [2].

de fallo progresivo en el código británico (y a partir de ahí en el resto de normas), así como de la consideración de acciones accidentales o inusuales [1]. El siniestro ocurrió en las primeras horas del 16 de mayo de 1968, cuando una vecina se disponía a prepararse un té y al encender la cerilla del hornillo produjo una pequeña explosión de gas. La explosión reventó el ventanal y el cerramiento del salón, y a raíz de eso toda la esquina de la torre cayó como un dominó [2]. Dicho cerramiento estaba formado por paneles prefabricados de hormigón armado del tamaño de una habitación, sobre los que apoyaban los forjados, como un castillo de naipes, de manera que al fallar uno de los muros, se produjo la caída de todos los que se encontraban encima, y por la acumulación del peso, la ruina de todos los que estaban debajo. Se trataba del sistema Larsen-Nielsen, que preveía el relleno de las uniones muro-forjado mediante mortero, pero sin armadura alguna, de manera que ante una acción horizontal como la de la explosión su capacidad era muy reducida y falló. Pero más allá de la magnitud de esta acción horizontal, la importancia del accidente reside en el colapso progresivo a raíz de un fallo parcial.

Más recientemente se produjo el colapso total de las torres del World Trade Center de Nueva York como consecuencia del impacto de sendos boeing 767 (fig. 2): a los daños estructurales producidos por el impacto se sumaron los daños por el fuego del combustible, haciendo que la zona perdiera su capacidad para soportar la carga sobre ella, que al caer produjo el fallo progresivo de todos los pisos. A consecuencia de estos atentados se editó en EE. UU. un manual, el FEMA-426/BIPS-06 [3], para mitigar los efectos de los ataques terroristas en los edificios. Al mismo tiempo, sirvió como revulsivo para la consideración de la robustez en las estructuras, existiendo en la actualidad diversos equipos que trabajan al respecto.

Siniestros como los anteriores han motivado que el diseño actual de estructuras lleve implícito unos criterios de cálculo y la incorporación de detalles estructurales que garantizan la robustez de la estructura, entendida esta como «la habilidad de un sistema de soportar un fallo local sin sufrir daños desproporcionados en relación con la causa que ha originado el fallo».

Sin embargo, cuando se interviene en estructuras existentes, puede que no exista esta redundancia, y en función de las características de la construcción podría resultar un aspecto condicionante de cara a su rehabilitación.

En este artículo se trata de reivindicar la necesidad de que el proyectista y el ingeniero que se enfrentan al análisis de una construcción existente sean conscientes de esta cualidad, que se expresa muy bien a través de los ejemplos.

Es el caso del hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II ocurrido en Madrid en abril de 1905 [4], excelente ejemplo de estructura proyectada con ausencia



Figura 2. Atentados 11 de septiembre de 2001. Nueva York.

de análisis de robustez. En él fallecieron 30 personas y quedaron heridas otras 60. Se trata de uno de los grandes siniestros acaecidos en España, y sin embargo apenas es conocido. En el siguiente apartado tratamos este caso y analizamos su causa, para a partir de él reflexionar sobre la robustez de estructuras existentes.

2. El hundimiento del Tercer Depósito del canal de Isabel II

2.1. De la construcción del canal de Isabel II al hundimiento de la cubierta

En abril de 1905 Madrid era una ciudad en pleno crecimiento, recibiendo anualmente cerca de 10.000 personas. Este crecimiento motivó modificaciones urbanas significativas, a las que contribuyó, desde su fundación en 1858, el Canal de Isabel II, que abastecía de agua a la ciudad.

Pero ya a finales del siglo los depósitos existentes eran insuficientes, y en 1881 se había proyectado uno nuevo en el Campo de Guardías, bajo el actual parque de Santander.

Desde el comienzo su construcción fue polémica, motivando distintos cambios que no se resolvieron hasta que el 10 de diciembre de 1901 se publicó por Real Orden un concurso internacional.

El disputado concurso lo ganó José Eugenio Ribera, una de las grandes figuras en la Ingeniería de nuestro país, cuya solución mediante un sistema de bóvedas era la más económica y la que se ejecutaba en un menor plazo.

La construcción de la cubierta se realizó en paralelo en los 4 compartimentos en que se dividía el depósito, comenzando los trabajos en el cuarto compartimento, situado al sur, en la primavera de 1904.

En abril de 1905 este cuarto compartimento se encontraba prácticamente cubierto, mientras que en el primero y en el segundo se habían ejecutado los pilares y las jácenas y se estaban comenzando las bóvedas.



Figura 3. Vista general del lugar de la catástrofe (Nuevo Mundo, abril 1905).

Entre los días 5 y 6 de abril se realizaron unas pruebas de carga, consistentes en la colocación de 80 cm de espesor de tierras sobre toda una faja de bóvedas, tomándose la tierra de las bóvedas adyacentes, que quedaron sin recubrimiento alguno.

Al día siguiente, el 7 de abril, se retomaron las labores de distribución de la tierra, repartiéndola nuevamente sobre las bóvedas.

El día 8, al comienzo de la jornada, se produjo el hundimiento (fig. 3).

2.2. Características de la cubierta de Ribera

En 1902 Ribera había construido el Depósito de Rocés III de Gijón con un sistema de bóvedas ampliamente utilizadas en la época, el sistema Monier. Se trataba de bóvedas muy rebajadas (1/10), de 5 cm de espesor, que salvaban una luz de 3,8 m (fig. 4). Sin embargo, a diferencia del sistema Monier, donde las bóvedas arrancaban de estribos, estas apoyaban en pilares de 6 m de altura.

El éxito de la construcción de este depósito le sirvió para proponer la misma tipología estructural para un nuevo depósito

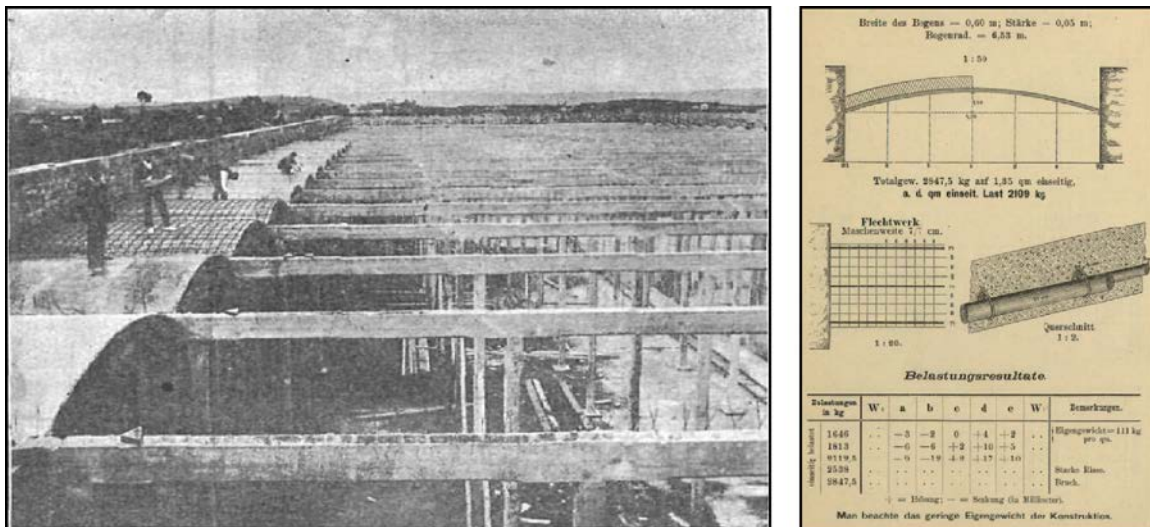


Figura 4. El Depósito de Gijón de Ribera en 1902, y el sistema Monier para las bóvedas.

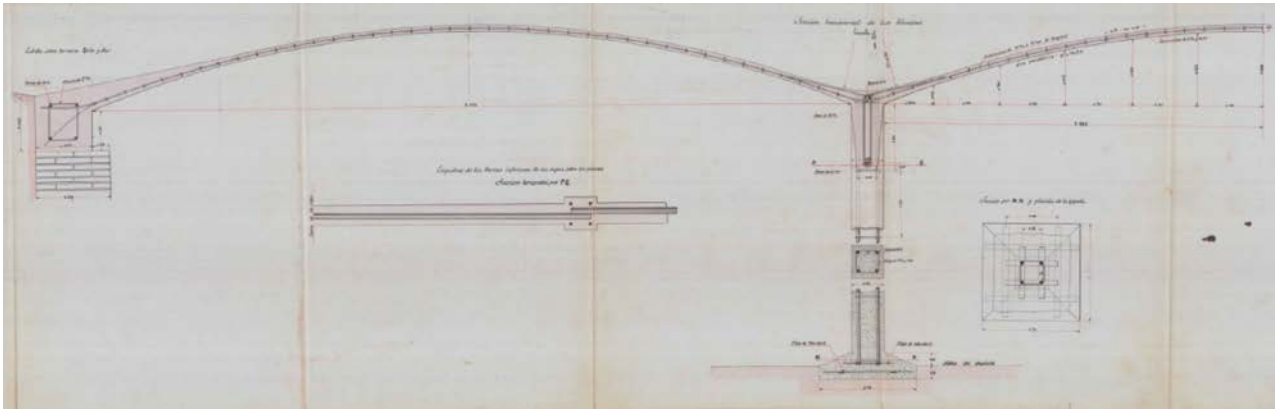


Figura 5. Sección transversal de la cubierta propuesta por Ribera.

en Madrid, esta vez con una geometría aún más arriesgada (fig. 5), siendo las bóvedas de 6 m de luz y 5 cm de espesor (luz/espesor = 120), y los pilares de 8 m de altura y 25 cm de lado (esbeltez 1/32). Si bien la esbeltez de las bóvedas quedaba avalada por el citado sistema Monier, la de los pilares, muy elevada respecto a los estándares habituales, Ribera la justificaba simplemente por su experiencia previa positiva en la Cerámica de San Sebastián, con pilares más esbeltos y más cargados.

Esta configuración se repetía en 21 vanos de viga y 36 vanos de bóvedas hasta completar los 216 × 85 m de superficie de cada compartimento (339 × 216 m en total) (fig. 6).

Como en Gijón, el depósito se encontraba enterrado, y las bóvedas se cubrían con un espesor constante de tierras de 20 cm.

2.3. Las investigaciones de la época y la absolución de Ribera

Para investigar las causas del siniestro, el mismo día 8 se creó por Real Orden una comisión, en tanto que el Ayuntamiento inició sus propias investigaciones.

Como consecuencia de la tragedia, fueron encausados Alfredo Álvarez Cascos (Director del Canal), Carlos Santa María (Director de la Obra) y José Eugenio Ribera, quien asumió toda la responsabilidad por parte de la contrata.



Figura 6. Construcción del Tercer Depósito del Canal de Isabel II. Madrid, 1905.

El juicio tuvo lugar en la Audiencia Provincial de Madrid, siendo la vista oral 2 años después, entre los días 1 y 8 de abril de 1907. En defensa de Ribera intervinieron Melquiades Álvarez como letrado y José Echegaray, recién nombrado premio Nobel, como perito. La sala absolvió a Ribera, así como a los otros 2 procesados.

En la absolución de Ribera fue determinante la deformación que se observó en unas vigas del primer y segundo compartimento a principios de junio, solo 2 meses después del hundimiento (fig. 7), que dio lugar a numerosos artículos y opiniones, y atribuyéndose el fallo de las bóvedas, en buena medida, a las altas temperaturas que también se habían producido en el mes de abril. De hecho, esta es la hipótesis que, por sorprendente que pueda parecer (téngase en cuenta además que el hundimiento se produjo a las 7 de la mañana), la mayor parte de la poca bibliografía existente al respecto recoge como causa principal del hundimiento.

Sobre el efecto real de estas temperaturas sobre la cubierta, así como del resto de las acciones que pudieron solicitarla motivando la catástrofe se trata en el siguiente apartado.

Más allá de la sentencia, el hundimiento tuvo una gran repercusión. Por un lado, por las críticas a la construcción del Tercer Depósito desde su primer Proyecto y a todos los ingenieros que

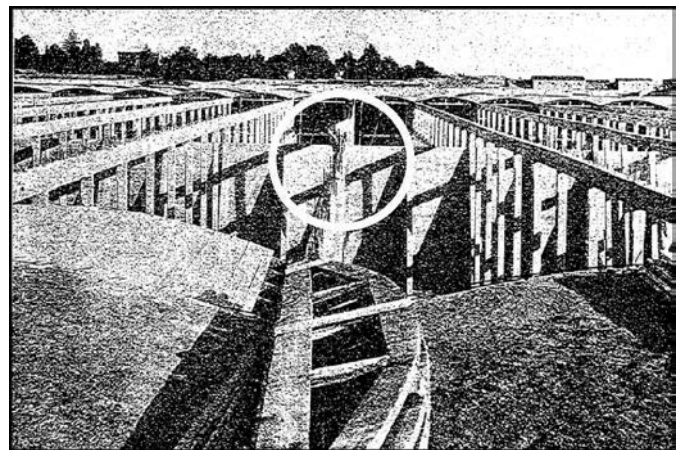


Figura 7. Deformaciones de una viga del primer compartimento en junio de 1905. Revista de Obras Públicas, 14 de marzo de 1907.

habían estado involucrados; pero sobre todo, por las dudas que se generaron sobre el empleo del hormigón armado por las incertidumbres derivadas de su uso. Sin embargo, la actitud a nivel nacional de varios foros técnicos en defensa de Ribera como constructor y del hormigón como material de construcción, así como a nivel internacional con aportaciones de personalidades como Fritz von Emperger, Director de la prestigiosa revista *Beton und Eisen*, o del propio Hennebique, quien veía peligrar su floreciente empresa, permitieron mantener la confianza en el nuevo material.

En cuanto a Ribera, la investigación ha puesto de manifiesto, una vez más, la intuición y el atrevimiento del que sin duda es uno de los grandes ingenieros españoles, adquiriendo un papel decisivo en la introducción del hormigón armado en España. En la obra del Tercer Depósito se arriesgó demasiado, y provocó un desastre que aceleró la transición hacia una nueva etapa en el hormigón estructural al abrigo de un mayor conocimiento científico y de las primeras normativas. También en esta etapa Ribera sería protagonista.

2.4. Análisis de la cubierta del Tercer Depósito

2.4.1. Aproximación al comportamiento resistente de la cubierta

La voluntad de Ribera de reducir al mínimo constructivo los espesores de las bóvedas y pilares le llevó a diseñar una estructura extraordinariamente esbelta cuyo comportamiento no era totalmente conocido, y que aun hoy resulta muy complejo.

De hecho, un primer acercamiento a la cubierta que diseñó mediante un análisis tipológico ya pone de manifiesto cómo esta construcción suponía un adelanto sobre el desarrollo de una tipología estructural que tendría una grandísima divulgación y extensión entre los años 30 y 70, las láminas delgadas [4]. Este adelanto parece en todo caso involuntario (ni siquiera calcula la sección de hormigón de las bóvedas para resistir los axiles), aunque posiblemente estaría lleno de intuición como había demostrado con sus pruebas de carga.

Sin embargo, el hundimiento supuso una paralización y olvido de esta forma estructural, que años más tarde y de la mano de un importante desarrollo matemático evolucionaría hacia algunas de las formas más atrevidas y sugerentes de la ingeniería.

De cara a evaluar las bóvedas del Tercer Depósito, en la tesis doctoral de Díaz-Pavón titulada *Investigación sobre las causas que pudieron originar el hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905* [4] se analizan en detalle los distintos tipos de fallo y las principales causas de los mismos que pueden ocurrir en una estructura como la de cubierta a partir de simples condiciones de equilibrio en las bóvedas, y de cálculos también muy sencillos en los pórticos.

Este análisis, en ocasiones grosero y siempre aproximado, permite no obstante descartar algunos modos de fallo y orientaron la investigación. Se destacan a continuación algunos resultados:

- Se descartó en primer lugar que un incremento térmico en la cubierta (aun suponiendo que se produjera) pudiera producir

por sí solo un mecanismo de colapso. Efectivamente, los axiles introducidos en las bóvedas son muy inferiores a los que estas pueden soportar en ausencia de otras sobrecargas (aparte de la carga de tierras uniformemente repartida); y el comportamiento de las vigas con dichas bóvedas ya ejecutadas, incluso encontrándose estas expuestas, es muy diferente al que produjo las inestabilidades del primer compartimento.

La precisión de lo anterior exigía en todo caso análisis muy complejos tanto por las incertidumbres sobre las acciones a considerar como por el marcado comportamiento no lineal de la estructura, al depender los esfuerzos sobre los distintos elementos estructurales de la rigidez de la sección, y esta, del nivel de deformaciones y curvaturas. Además, el análisis de dichos incrementos térmicos no podía desligarse del análisis de la cubierta ante el resto de deformaciones impuestas, especialmente de la retracción (incrementada por los enfriamientos).

Dada la importancia que se dio en el juicio a este aspecto, se dedica el siguiente apartado a profundizar sobre el comportamiento de la cubierta ante deformaciones impuestas.

- También se descartó que un defecto en los materiales pudiera ser en sí mismo la causa del colapso de las bóvedas, pues las tensiones a las que trabajan estas son muy reducidas, incluso para los niveles de tierra alcanzados durante la prueba de carga referida en los apartados anteriores (0,80 m).
- Frente a las acciones de proyecto, esto es, cargas de tierra uniformemente repartidas, los pilares, las vigas y las bóvedas serían seguras y con amplios márgenes de seguridad.
- Se descartan también otros tipos de fallo, como que este se pudiera iniciar por un giro en las zapatas o por agotamiento de los pórticos.
- En cambio, frente a cargas en las bóvedas no simétricas, la cubierta es extraordinariamente sensible, y las meras condiciones de equilibrio de la bóvedas con su sección bruta (esto es, con la sección considerada de hormigón en masa) conducía a resultados absolutamente inverosímiles, que no permitirían justificar que se hubiera logrado terminar prácticamente la ejecución de todo el cuarto compartimento (¡diferencias del espesor de tierras entre un lado y otro de una bóveda de tan solo 3 cm, extendidos en el ancho tributario de los pilares, producirían un mecanismo de colapso!).

Era por tanto necesario profundizar sobre algunos aspectos tales como la contribución de las armaduras en la capacidad de las bóvedas, la posibilidad de reparto transversal dentro de una misma alineación de bóvedas, así como, especialmente, los efectos de los desplazamientos de los apoyos en la capacidad de dichos elementos. Estos análisis se comentan en los siguientes apartados.

2.4.2. La cubierta ante deformaciones impuestas

Ya se ha adelantado que en la investigación se descartó que las deformaciones impuestas pudieran ser el origen del hundimiento:

- Efectivamente, en el caso de las bóvedas, por su geometría y concepción, en cuanto se vieron sometidas a pequeñas

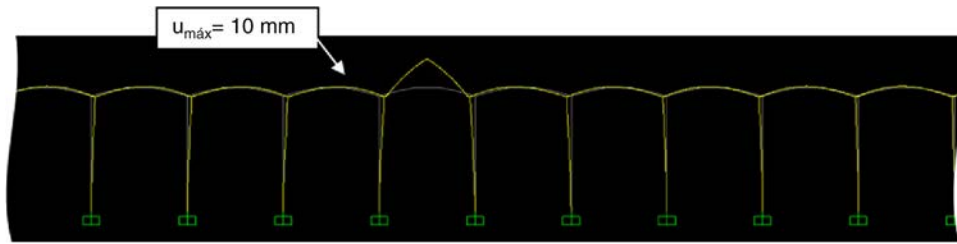


Figura 8. Deformada de las bóvedas supuesta la rotulación de la sección central (por claridad solo se exponen las 10 bóvedas centrales de los 36 vanos que existían).

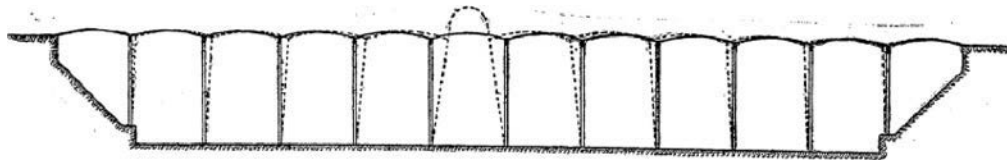


Figura 9. Deformada de la cubierta ante un incremento térmico, de acuerdo con la publicación de Fritz von Emperger.

flexiones se fisurarían y tenderían a formar mecanismos resistentes «isostáticos» y relajar los esfuerzos en el resto de vanos.

En este sentido en la [figura 8](#) se muestra, a modo de ejemplo, la deformada de la sección transversal de las bóvedas suponiendo que las centrales se rotularan hasta formar un arco isostático. Esta hipótesis sería coherente con la deformada que, por ejemplo, el prestigioso ingeniero austriaco Fritz von Emperger expondría como parte de su análisis de la causa del hundimiento ([fig. 9](#)).

La magnitud de los desplazamientos mostrados en la deformada pone de manifiesto la pequeña repercusión que esa discontinuidad local produce sobre el resto de la sección transversal de la estructura de cubierta. Este hecho se confirma si se analizan los esfuerzos: estos son muy reducidos, lejos de los que producirían el agotamiento de la sección de arranque, la más

débil en el caso de la cubierta [4]. Queda por tanto garantizada nuevamente la estabilidad del conjunto.

El único efecto «negativo» que podrían tener las acciones indirectas en el sentido transversal de la cubierta es el aplanaamiento de la geometría de las bóvedas como consecuencia de la retracción y la fluencia, aunque la pérdida de forma tampoco es significativa.

Tampoco en los pórticos longitudinales las deformaciones impuestas repercutirían en la resistencia del conjunto una vez construidas las bóvedas.

Esta situación contrasta con la de las vigas del primer y segundo compartimento, cuando aun sin las bóvedas, se deformaron poco después del hundimiento, en el mes de junio (véase la [figura 7](#) anterior): cuando no se coarta el desplazamiento en cabeza de todos los pilares se produce una importantísima pérdida de capacidad de las vigas frente a compresiones que justifica

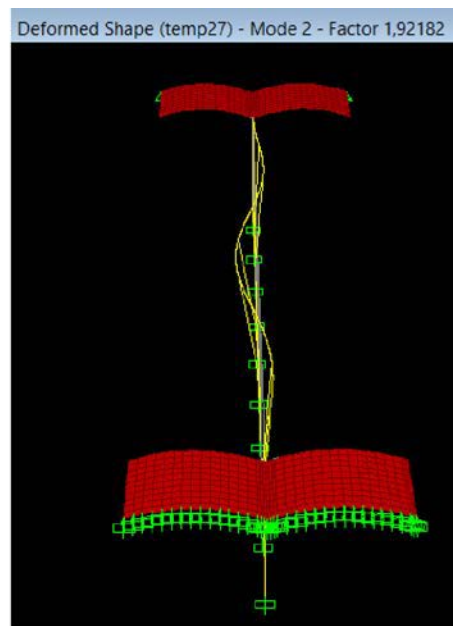
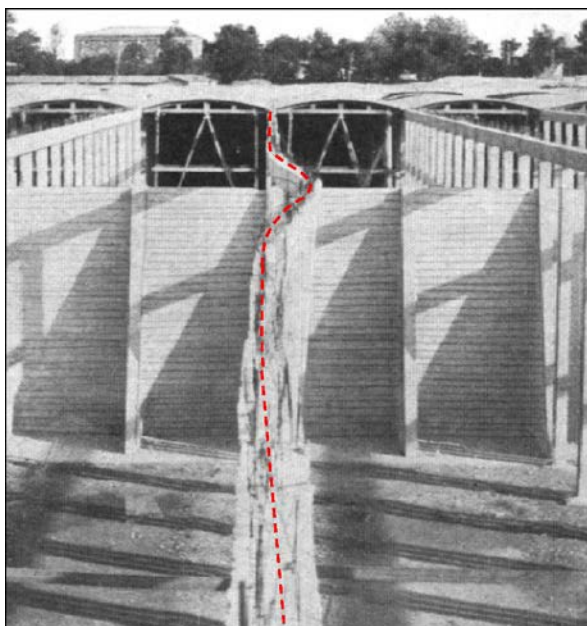


Figura 10. Obsérvese la similitud entre uno de los modos de fallo encontrados y las inestabilidades del primer y segundo compartimento.

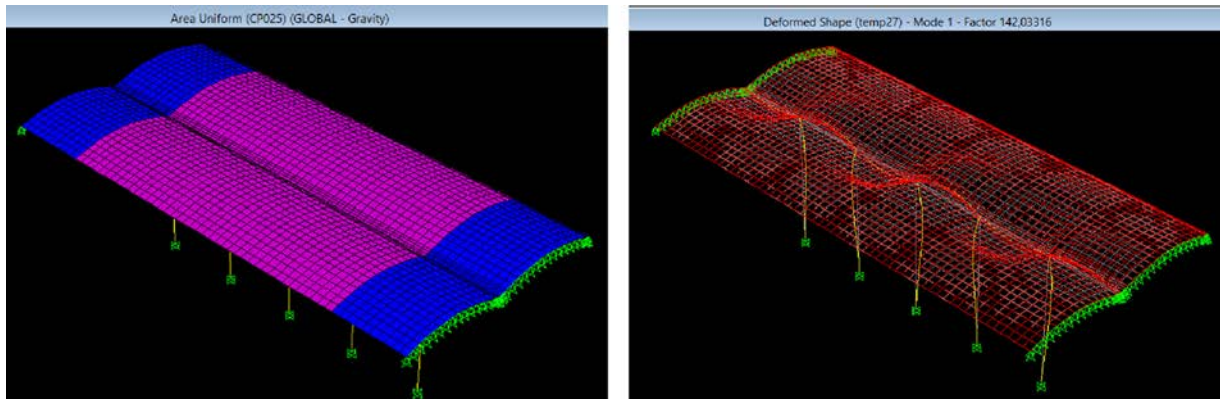


Figura 11. Modo de pandeo de la cubierta terminada. Se descarta la inestabilidad de las vigas en el plano de las bóvedas.

la inestabilidad que se observó ante un incremento térmico (precisamente a medio día, y no por la mañana como cuando ocurrió el hundimiento).

En la tesis doctoral de Díaz-Pavón [4] se profundiza sobre esta situación, obteniéndose coeficientes de seguridad frente a pandeo que, a pesar de que ni la longitud de la viga, ni las inercias de los pilares y las vigas, ni el propio incremento térmico son los mismos que ocurrieron realmente en junio de 1905, permiten justificar un fallo como el observado. En este sentido nótese cómo el modo de pandeo mostrado en la figura 10 se asemeja a la inestabilidad de la fotografía correspondiente a las deformaciones observadas en el primer compartimento. El hecho de que aparentemente se trate del segundo modo de pandeo estará influenciado por diversas variables, especialmente por las imperfecciones geométricas.

Estos resultados contrastan como se ha indicado con la situación del cuarto compartimento.

Efectivamente, su situación cuando se hundió era muy diferente, ya que las bóvedas arriostraban lateralmente las vigas y los incrementos térmicos a las 7 de la mañana no pudieron ser tan elevados.

Aun considerando el mismo incremento térmico, el cociente entre el axil crítico teórico de estas vigas y el debido al incremento térmico es del orden de 142, como se muestra en la figura 11; además, los 6 primeros modos de pandeo que detecta el modelo se encuentran en el plano del pórtico, y no en el

ortogonal, poniendo de manifiesto la gran contribución de las bóvedas para estabilizar las vigas.

2.4.3. La cubierta ante acciones gravitatorias

Como también se ha adelantado, frente a las acciones de proyecto, esto es, cargas de tierra uniformemente repartidas, los pilares, las vigas y las bóvedas serían seguros y con amplios márgenes de seguridad. En cambio, frente a cargas en las bóvedas no simétricas, la cubierta resultaba muy sensible.

Esta sensibilidad ante acciones asimétricas es compleja de evaluar: la sobrecarga asimétrica motiva un desplazamiento del apoyo (de alejamiento), lo cual hará que la bóveda desarrolle la línea de mínimo empuje, que se irá incrementando a medida que aumenta el desplazamiento (a mayor luz y menor flecha, más empuje: en línea de puntos en la figura 12). La medida en que se produce dicho incremento tiene un claro comportamiento no lineal, y es por tanto difícil de prever: la deformada del arco depende de la rigidez de la estructura en su conjunto, y dicha rigidez de las cargas, cuyo incremento puede producir la flexibilización de la estructura (por fisuración), haciendo que las deformaciones sean cada vez mayores.

Este comportamiento puede resultar, incluso, poco intuitivo: si bien parece evidente que en un arco (o bóveda) de fábrica (el hormigón en masa lo es) –y por tanto sin rigidez alguna a flexión–, si el estribo no es capaz de movilizar la reacción

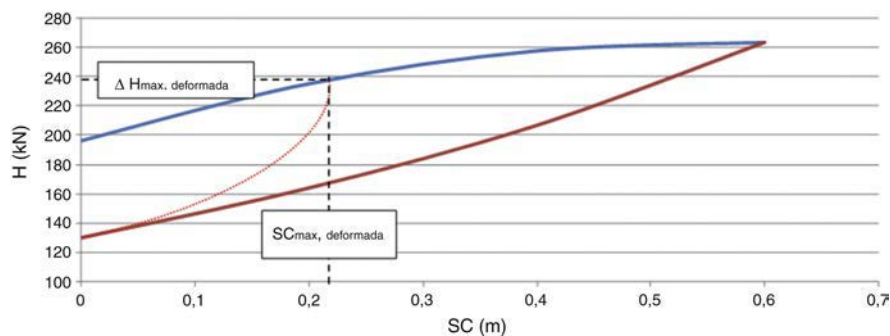


Figura 12. Reacciones en el apoyo de las bóvedas correspondientes a las líneas de presiones de máximo (curva superior) y mínimo (curva inferior) empuje, para el caso de un espesor de tierras uniforme de tierras de 25 cm y una sobrecarga en riñones. En línea de puntos se representa esquemáticamente el empuje cuando se produce un desplazamiento del apoyo.

necesaria el arco se abrirá y terminará colapsando, con una sección que sí cuente con dicha capacidad a flexión se deformará, llegando a una situación de equilibrio en la que, en el límite, podría no necesitar reacción horizontal alguna: habrá pasado a comportarse como una viga de trazado curvo.

En las bóvedas del Tercer Depósito, el efecto viga es en todo caso muy pequeño, y la reacción, y por tanto los axiles, aumentarán para mantener el equilibrio del arco.

De cara a realizar una aproximación a este comportamiento, en la tesis doctoral de Díaz-Pavón [4] se realizaron diferentes modelos de la estructura del Tercer Depósito que, aunque necesariamente simplificados, tuvieron en cuenta las no linealidades mecánicas (fisuración y formación de «rótulas» plásticas) y geométricas (cálculos en segundo orden), que pusieron de manifiesto la extraordinaria flexibilización de la estructura ante el incremento de sobrecargas no simétricas.

Con dichos modelos se comprueba además el importante efecto de la presencia de armaduras en las bóvedas. Efectivamente, estas armaduras, dimensionadas para resistir la totalidad del axil en dichas bóvedas ante cargas uniformemente repartidas, dotan a la estructura de cierta capacidad a flexión, que resulta especialmente significativa cuando los espesores de tierras eran reducidos o nulos, condicionando el tipo de mecanismo que se forma en la cubierta.

Como resultado de dichos análisis, a modo de ejemplo en la gráfica de la figura 13 se representa el desplazamiento relativo entre apoyos a medida que se incrementa la sobrecarga, medida esta como espesor de tierras equivalente. Se muestra el caso de aplicar, sobre la cubierta con una carga uniforme de 25 cm, una sobrecarga adicional en riñones, así como otras configuraciones posibles de carga no uniformes.

Como se aprecia en todos los casos, para diferencias de carga reducidas el comportamiento es eminentemente elástico, y los desplazamientos entre apoyos muy pequeños. Sin embargo, en el

momento que se comienzan a fisurar las bóvedas la flexibilidad aumenta mucho, y los desplazamientos se disparan, creciendo ya de forma incontrolada para incrementos de carga muy reducidos. De esta manera se alcanza el colapso de la cubierta, que en todos los casos se produce por la pérdida de forma de la bóveda cargada (fallo tipo *snap-through*). Se descarta siempre que el fallo se pudiera producir por inestabilidad de un pilar.

Análogos resultados se obtienen para la cubierta sin tierras (más allá de las sobrecargas no uniformes). Por ejemplo, si la carga se acumula de forma asimétrica en medio vano, la flexibilización de la cubierta es muy acusada a partir de los 10 cm, alcanzándose el colapso de la cubierta con menos de 15 cm.

Estos valores deben considerarse en todo caso como aproximaciones: por un lado, se reducirían aun más si se tiene en cuenta el peso (y los impactos) de los operarios y carretillas (téngase en cuenta que un volumen de tierras extendido en el ancho tributario de una bóveda y en medio vano con una altura de 0,10 m suponen unos 2.000 kg, mientras que el peso de una sola carretilla cargada puede ser de al menos la décima parte).

También podrían ser menores si en lugar de la geometría nominal de las bóvedas, se tuvieran en cuenta defectos de ejecución o pérdidas de forma por deformaciones, aunque estas últimas, como indicábamos en el apartado anterior, provocan un efecto muy pequeño en nuestro caso.

Por el lado contrario, como se comprueba en [4], la capacidad de reparto longitudinal dentro de una misma alineación de bóvedas (esto es, el comportamiento como láminas), hace que los resultados obtenidos puedan ser excesivamente prudentes, especialmente frente a situaciones de sobrecarga localizadas, esto es, aquellas que no se presentaran longitudinalmente (como podrían ser, por ejemplo, las cargas de mantenimiento una vez en servicio).

En relación con lo anterior, se comprueba por último que si se hubiera concluido la cubierta, los márgenes de seguridad

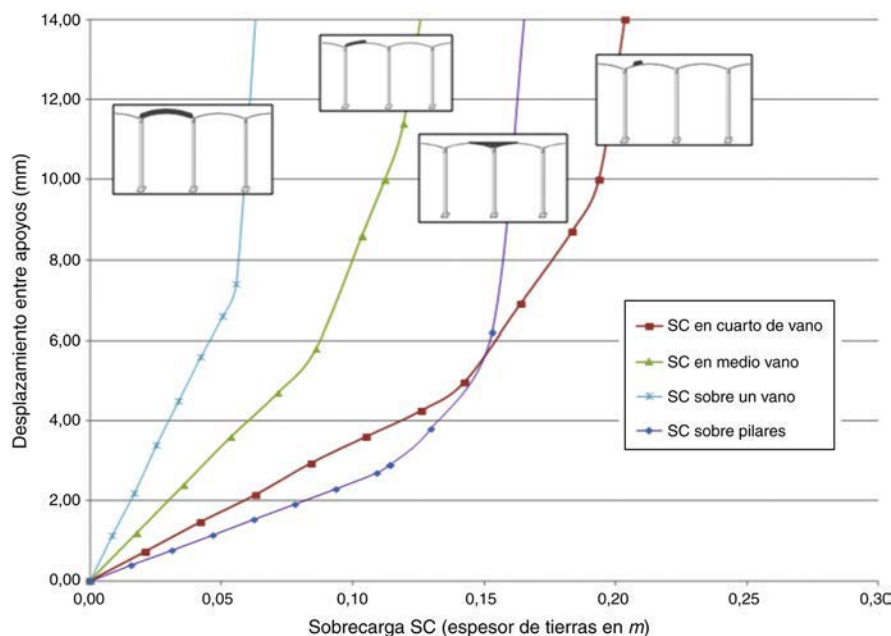


Figura 13. Efectos de sobrecargas asimétricas sobre la cubierta con 25 cm de tierra.

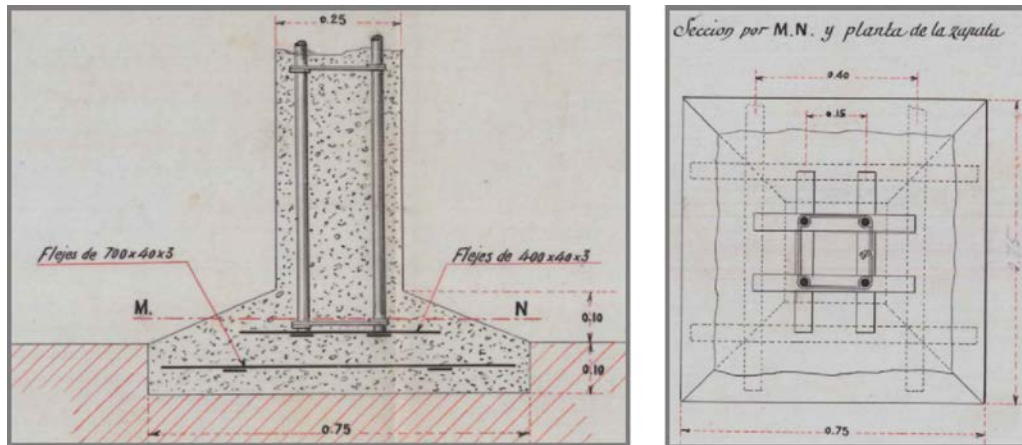


Figura 14. Detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación.

de esta ante las circunstancias más desfavorables que podrían solicitarla (distribución no uniforme del volumen de tierras –que pudiera tender de la rasante curva paralela a las bóvedas como se contemplaba en Proyecto, a tener una rasante horizontal– y sobrecargas de mantenimiento) son muy amplios.

Esto ha puesto de manifiesto cómo la tipología constructiva elegida por Ribera, con los evidentes riesgos que suponía su construcción que comentamos a continuación, era en cambio una solución adecuada para el fin con el que había sido diseñada. Muestra de ello es la conclusión de la estructura del cuarto compartimento y el éxito de las pruebas de carga realizadas, así como la construcción del Depósito de Rocés III de Gijón, con una geometría no tan arriesgada, y que aun hoy se encuentra en servicio con algunos cambios que también comentaremos en los siguientes apartados.

2.5. Consideraciones previas al establecimiento de la causa del hundimiento

Previamente a establecer las posibles causas que podrían dar lugar a un hundimiento como el de la cubierta del cuarto compartimento [4], por su importancia es necesario destacar algunos aspectos sobre la situación nominal de la cubierta, esto es, de su diseño.

Cabe destacar en este sentido que la configuración de la cubierta, y por tanto su concepción estructural, ya estuvo apuntada en algunos de los informes técnicos iniciales como causa del fallo y de su extensión a la totalidad de la cubierta.

En la investigación llevada a cabo se ha comprobado, sin embargo, que el proyecto se encontraba perfectamente justificado y definido, partiendo, eso sí, de algunas consideraciones sobre el tipo de acciones que podían solicitar la cubierta que podrían ser cuestionables.

Por otro lado, las importantes diferencias de criterios de cálculo de los distintos elementos que componen la estructura respecto a los actuales, algunos conceptos de dichos cálculos no del todo desarrollados en la época, y la resolución de los detalles constructivos, muchos de ellos no utilizados en la actualidad, han exigido un análisis en profundidad del que se concluye que el diseño de los distintos elementos estructurales, en la hipótesis de

cargas gravitatorias uniformemente repartidas, era correcto en todos los casos, presentando además, en general, amplios márgenes de seguridad incluso considerando los criterios de cálculos actuales.

Existe únicamente un aspecto que, si bien en dicha situación nominal no tendría en principio importancia, sí que podría haber influido en la extensión del fallo a toda la cubierta una vez iniciado este, e incluso favorecer que se iniciara dicho fallo, como se comentará en los siguientes puntos.

Se trata del detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación (fig. 14): la armadura de los pilares arranca por encima de la cimentación, sin asegurar anclaje alguno en ella, y por tanto sin dotar a la sección de arranque al pilar de capacidad a la flexión (más allá de la que esta tendría como elemento de hormigón en masa, esto es, la debida a la excentricidad del axil respecto a su directriz, muy reducida dada su extraordinaria esbeltez).

Lógicamente, ante la hipótesis considerada en proyecto de cargas uniformemente repartidas, esta configuración carece de importancia, pues las flexiones en el pilar serían prácticamente nulas. Mayor importancia tendría si dichas cargas no fueran totalmente simétricas, si bien la alta flexibilidad de los pilares hace que tampoco fuera un aspecto decisivo en este caso.

Por lo demás, salvo pequeños detalles, la estructura se encontraba perfectamente definida y no planteaba incertidumbres sobre su comportamiento estructural, independientemente de que algunas configuraciones de armado difieran de las que años más tarde se impusieran a raíz de un mejor entendimiento del «nuevo» material.

No se ha detectado por tanto un error de diseño tal que justificara el inicio del hundimiento.

Sin embargo, iniciado este por alguna de las causas que se exponen en los siguientes apartados, la estructura se convertiría en un mecanismo, y el fallo se extendería a todo el compartimento, como de hecho ocurrió. Efectivamente, la geometría (con una esbeltez geométrica muy elevada y, por tanto, con poquísima rigidez a flexión) y configuración de los pilares (aun habiendo estado estos correctamente empotrados) hace que tengan una capacidad muy reducida para recoger los empujes horizontales que se transmitían entre unas bóvedas y otras, pasando estas

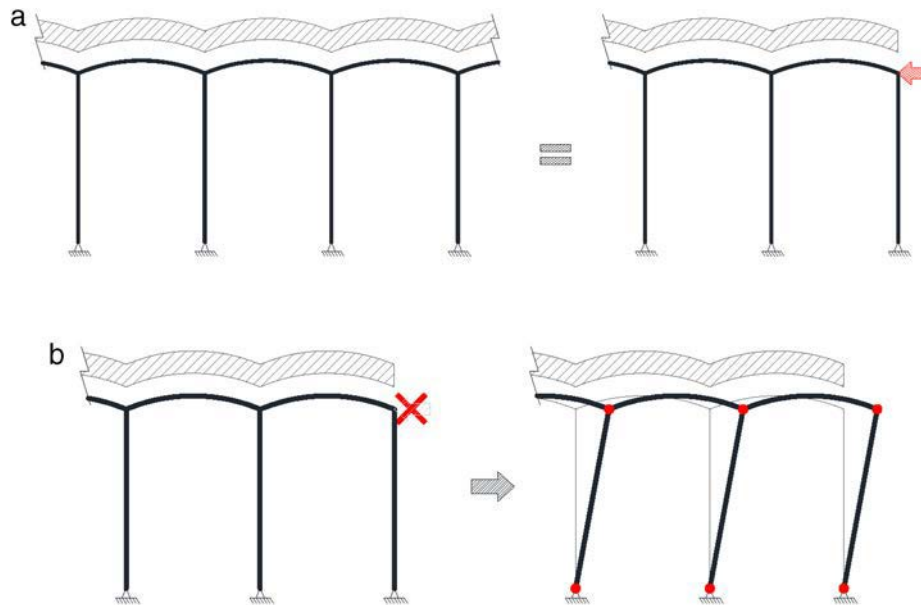


Figura 15. Esquema resistente del Tercer Depósito. a) Bóvedas en equilibrio ante cargas gravitatorias. b) Formación de un mecanismo ante la pérdida de la reacción horizontal.

a tener unas deformaciones inadmisibles que terminarían por producir su colapso, como se detalla en el siguiente apartado.

2.6. La causa del hundimiento

Como se acaba de exponer, de la investigación realizada se concluye que la gravedad del accidente del cuarto compartimento del Tercer Depósito se debió a una configuración de su estructura muy sensible ante cualquier rotura local, haciendo que una vez ocurriera esta el fallo se extendiera a la totalidad de la cubierta (fig. 15).

También se deduce que esta rotura fue probablemente originada por la existencia de cargas no uniformemente repartidas sobre las bóvedas. Efectivamente se ha comprobado que diferencias del orden de 10 cm entre un lado de una alineación de bóvedas y el otro producirían su colapso. Confiar la estabilidad de la cubierta a espesores de relleno de esta magnitud durante la construcción en una cubierta como la analizada era muy arriesgado.

Ribera era consciente de este riesgo, y en el proyecto insiste de forma reiterada sobre las medidas a adoptar para evitar estas acumulaciones de carga.

Sin embargo, la construcción de gran parte de la cubierta y el éxito de las pruebas de carga bien pudieron relajar las instrucciones para el reparto de tierras, justificándose así que se pudieran cometer errores en su reparto que justificarían el fallo de las bóvedas.

Cabe destacar también que la rotura se produce por pérdida de forma de una de ellas. Es importante incidir que este modo de fallo está asociado a un problema de comportamiento global, ya que la resistencia individual de cada uno de sus elementos, bóvedas, vigas y pilares, era suficiente. No se trataba de un problema de cargas excesivas, sino de un problema meramente cinemático, asociado a la distribución de astas.

En todo caso, tanto durante el proceso constructivo por los motivos expuestos, como con la cubierta terminada en la etapa de servicio ante alguna acción accidental, producido el fallo de una bóveda o un soporte, los elementos adyacentes quedarían inmediatamente desequilibrados, no siendo posible su estabilización con el resto de las bóvedas de su misma alineación, motivando así que el hundimiento se extendiera a la totalidad de la cubierta.

Se ha descartado en cambio que la «ola» de calor de los días que precedieron al siniestro, y que sirvió como base para la defensa de Ribera, pudiera haber influido de forma alguna en el origen del hundimiento o en su extensión.

Se concluye por tanto que si bien el hundimiento no se puede atribuir a un defecto de diseño al ser Ribera plenamente consciente de los riesgos que estaba asumiendo en la etapa de construcción, su estructura resultó excesivamente flexible y arriesgada.

3. Consideraciones sobre la robustez de algunas estructuras

Más allá de la causa del hundimiento, el caso del Tercer Depósito es un claro ejemplo de una estructura con falta de robustez, como puso de manifiesto la propia magnitud del siniestro.

En este sentido el mismo proyectista, Ribera, debió reflexionar sobre este defecto de la configuración estructural que había adoptado, y pocos años después del hundimiento y posiblemente motivado por los «miedos» de que pudiera ocurrir algo parecido en el Depósito de Gijón (a pesar de que este, por su geometría, no era tan sensible como el de Madrid) dotó a la cubierta de unas vigas transversales que no existían en el Proyecto original (ni por tanto se observan en las fotografías de su construcción) (fig. 16).



Figura 16. El Depósito de Rocés III (Gijón) en la actualidad (cortesía de la EMA de Gijón).

En definitiva, convirtió una cubierta muy sensible ante cualquier rotura local en una estructura robusta, esto es, con mecanismos redundantes para soportar las cargas, de manera que si un mecanismo falla (por ejemplo por fallo local de una bóveda), las cargas pudieran todavía ser soportadas mediante otros mecanismos resistentes. Intervenciones semejantes podemos encontrar en otras cubiertas de tipologías análogas, bien por ser concebidas así de origen, bien como medidas de refuerzo. En la *figura 17* se muestran 2 ejemplos.

Lógicamente conseguir esta redundancia no siempre es posible. De hecho, en la mayoría de los casos ni siquiera es planteable.

Volviendo al puente del Golden Gate con el que comenzábamos la exposición, nadie plantea añadir cables adicionales para colgar el tablero. La robustez en este caso pasa por una intensificación de las inspecciones, medidas adicionales de seguridad, etc., que minimicen el riesgo de rotura de estos cables.

Otro ejemplo que ilustra la importancia de esta sensibilidad hacia la robustez de la estructuras es el de la intervención, muy frecuente por cambios de uso o por simple mantenimiento, en puentes arco del s. XIX y de la primera mitad del s. XX. A modo de ejemplo en la *figura 18* se muestra el puente de la Concordia, construido por Perronet entre 1787-1791. La ligereza de su alzado contrasta con la rigidez de los puentes precedentes, especialmente con los puentes romanos, paradigma de obras para la eternidad. De hecho, como es sobradamente conocido, Perronet revolucionó el diseño de los puentes de fábrica, y a efectos

de la robustez que nos ocupa, varió la relación entre el ancho de las pilas a órdenes de casi el décimo de la longitud del vano, cuando hasta ese momento la misma relación había variado entre 1/3 y 1/5 en los puentes romanos, e incluso algo mayor en los medievales [5]

Esta geometría de los puentes rebajados del s. XIX los hace más sensibles a fenómenos tales como la socavación de las pilas que los puentes de medio punto de los siglos anteriores, haciendo que pequeños giros de la cimentación puedan desembocar en la rotura de un vano, y con ello, la ruina del resto de vanos.

En estas condiciones es importante que el técnico que lleve a cabo la intervención sea sensible a esta falta de robustez, para que de esta manera realice las investigaciones oportunas para asegurar, con más margen de seguridad si cabe que en un puente romano, que no se produce el fallo de una pila o una bóveda (situación realmente extraña), o que se puedan evitar fenómenos de socavación como los comentados. Este último fallo es mucho más frecuente: en la *figura 19* se muestra esquemáticamente el colapso de un puente en León por esta circunstancia [6].

Como último ejemplo, retomando el caso del Tercer Depósito, volvemos al detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación. La configuración mostrada en la *figura 14* no es exclusiva de Ribera, siendo de hecho equivalente a la que, por ejemplo, empleaba Hennebique, o la que se puede encontrar en algunas de las publicaciones de la época, las primeras sobre el hormigón armado (*fig. 20*).



Figura 17. Bóvedas tabicadas enlucidas con yeso de la fábrica Batlló, Barcelona (R. Guastavino, 1875) y Cisterna Estambul (532 d.C) (derecha).



Figura 18. Puente de la Concordia (Perronet, 1787-1791).

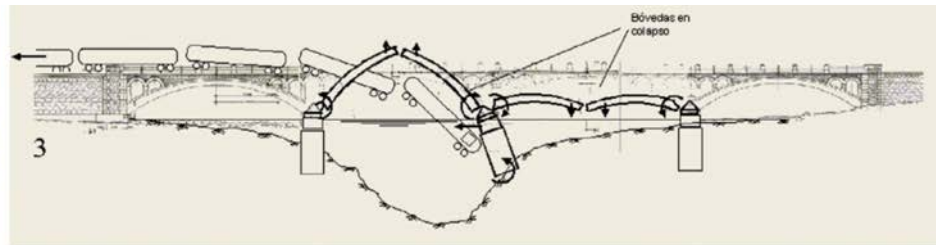
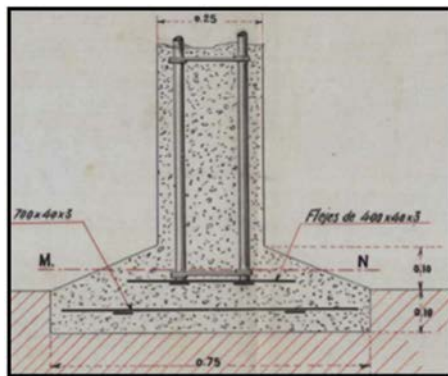
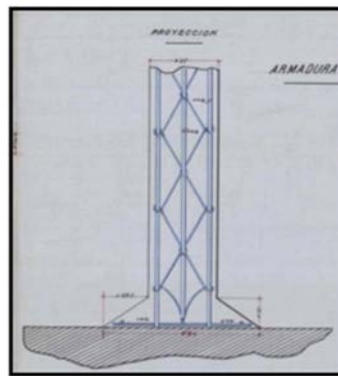


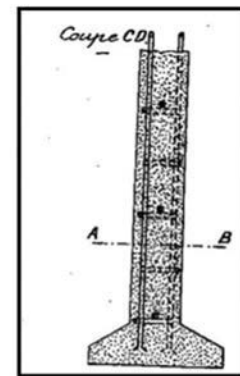
Figura 19. Esquema de la formación de un mecanismo de colapso por giro de una pila en el puente de Veguellina de Órbigo, León (construido en 1945).



Sistema ribera



Sistema compañía de sestao



Sistema hennebique

Figura 20. Detalle de arranque de los pilares sobre la cimentación de diferentes concesiones.

Aparentemente esta configuración está heredada de la tradición con fábrica y acero inmediatamente anterior, resultando soluciones que dejan el arranque del pilar sin apenas capacidad a flexión, en la práctica como simples rótulas. Sin embargo, a diferencia de dichas construcciones de fábrica y acero donde el arriostramiento estaba confiado a las propias disposiciones de los muros o a las triangulaciones de los elementos de acero, las de hormigón armado son estructuras en las que, salvo casos puntuales que la propia evolución del conocimiento ha hecho desaparecer (como las incómodas rótulas de los puentes articulados) los nudos deben ser rígidos.

Dicha rigidez —o la capacidad del nudo de transmitir «flexiones»— es precisamente la que dota a la estructura de «monolitismo» y «estabilidad», al crear estructuras altamente hiperestáticas y cuya posibilidad de fallo especialmente ante acciones horizontales es prácticamente nula. Es la forma en la que, indirectamente, creamos en la actualidad estructuras robustas.

También en la intervención en estas primeras estructuras de hormigón armado deberemos ser conscientes de ciertas

configuraciones de detalle para poder decidir el tipo de medidas necesarias en cada caso.

4. Reflexiones finales

La gravedad del accidente del cuarto compartimento del Tercer Depósito se debió a una configuración de su estructura muy arriesgada, concebida además sin recursos redundantes que pudieran mitigar los efectos de una rotura local.

La asunción de riesgos en la ingeniería ha permitido sin duda su progreso. Pero también, de forma reiterada, la ocurrencia de siniestros por descuidarse en ocasiones los criterios de diseño que habían guiado una determinada configuración estructural.

En el caso del Tercer Depósito Ribera adaptó una configuración de bóvedas ampliamente utilizada, las bóvedas del sistema Monier sobre estribos fijos, a una cubierta sobre esbeltísimos pilares cuya estabilidad quedaba confiada a un exquisito reparto de cargas sobre la misma. Y él era plenamente consciente de la sensibilidad de este tipo de configuración (que hasta la fecha

siempre había sido arriostrada), pero el éxito de la construcción del Depósito de Gijón sin tales arriostramientos, y el clima de diseño de aquellos años de cambio de siglo, con el hormigón como nuevo material de moda en plena consolidación, le animaron a ampliar los límites conocidos e incluso a asumir riesgos innecesarios como era la realización de las pruebas de carga, con los consiguientes movimientos de tierra sobre esta cubierta tan sensible que desembocaron, en último término, en el colapso de la cubierta.

Este descuido de los condicionantes estructurales como consecuencia de un clima de diseño excesivamente relajado es recurrente en la historia de la ingeniería, hasta el punto de que Petroski, uno de los grandes divulgadores de fallos en Ingeniería, llegó a bautizar como «el síndrome del éxito» [7]. Ejemplo de lo anterior son el hundimiento del puente de Dee de Robert Stevenson en 1846, el hundimiento del puente de Quebec sobre el río San Lorenzo en 1907, o el celeberrimo puente de Tacoma en 1940.

Como también ocurrió en algunos de estos ejemplos, el hundimiento del Tercer Depósito cayó en el olvido, y su causa nunca llegó a ser profundamente analizada [8]. En nuestro caso, además, sorprende que no se haya detectado hasta ahora, a pesar del gran nivel técnico de los ingenieros de caminos de aquella época, con gran formación en matemáticas, geometría y mecánica, que proyectista y peritos no supieran identificar el modo de fallo asociado al mecanismo cinemático de colapso que se desencadena en bóvedas tan rebajadas apoyadas en pilares de gran altura (además de ser esbeltos), con detalles constructivos, además, no muy afortunados. Añádase que las experiencias previas y las pruebas de carga crearon una engañosa sensación de validación y seguridad que, como se ha expuesto, estaba infundada.

Válganos como ejemplo para los ingenieros de hoy.

Bibliografía

El presente artículo ha sido realizado a partir de los resultados obtenidos en la tesis doctoral de título Investigación sobre las causas que pudieron originar el hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905 [4], presentada en noviembre de 2015 en la Escuela Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. En dicha investigación se recopila toda la bibliografía relevante utilizada para la misma. A efectos del presente artículo destacamos además las siguientes referencias:

- [1] T.D. Gerar Canisius (Ed.), COST Action TU0601 «Robustness of structures. Structural robustness design for practicing engineers», V1.2, 2011.
- [2] M. Levy, M. Salvadori, Por qué se caen los edificios, Turner Noema, Madrid, 2015, Traducción de Francisco Javier Fernández Pozuelo.
- [3] FEMA-426/BIPS-06. Reference manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings, second ed, Building and Infrastructure Protection Series, 2011.
- [4] E. Díaz-Pavón, Investigación sobre las causas que pudieron originar el hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905. Tesis doctoral realizada en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid. Codirectores: Jorge Ley Urzáiz y Javier León González, 2015.
- [5] J. León, E. Bauder, La construcción de un puente en el siglo XVIII. Puente de Neuilly, de Jean-Rodolphe Perronet, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Fundación Agustín de Betancourt, Madrid, 1999.
- [6] Comparecencia del señor Presidente de Renfe (Corsini Freese) en el Congreso de los Diputados para informar sobre los detalles del último accidente ferroviario de Veguellina de Órbigo (León) (Número de expediente 212/000401). Año 2001, VII Legislatura, Núm. 194.
- [7] H. Petroski, Paradigmas de diseño. Casos históricos de error y buen juicio en Ingeniería, Modus Laborandi, Madrid, 2009.
- [8] E. Díaz-Pavón Cuaresma, El hundimiento del tercer depósito del Canal de Isabel II en 1905. Colección Juanelo Turriano de Historia de la Ingeniería, Fundación Juanelo Turriano, Madrid, 2016.

Robustness: The quality Ribera missed in 1905

Robustez estructural: la cualidad que echó de menos Ribera en 1905

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^{a,*}, Javier León González^b, Jorge Ley Urzáiz^a

^a *Dr. in Civil Engineering, INTEMAC, Madrid, Spain*

^b *E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Politechnic University of Madrid, Madrid, Spain*

Received 7 April 2017; accepted 12 April 2017

Available online 20 November 2017

Abstract

On April 8th 1905 the roof of the 3rd reservoir of *Canal de Isabel II* in Madrid collapsed, being one of the most disastrous accidents that has occurred in the history of Spanish construction: 30 people died and 60 were injured. At the time, the event was subject to great speculation and investigation, both in the engineering community as well as in the court of law. Despite this, it did not result in convincing conclusions regarding the cause of such a disaster. As far as the scope of this article is concerned, this collapse serves as a great example of the disproportionate consequences a lack of structural robustness can have. Modern codes contain specific requirements whose compliance is believed to implicitly guarantee a robust design. However, such requirements were not accounted for by the designer José Eugenio Ribera, one of Spain's leading civil engineers. As a result, a single execution defect could lead to disastrous consequences.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Robustness; Third reservoir; Vaults; Collapse

Resumen

El 8 de abril de 1905 se produjo el colapso de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II, hecho terrible que provocó la muerte de 30 personas durante la construcción y dio pie a una polémica extraordinaria de la que sin embargo no se extrajeron conclusiones convincentes. A los efectos del presente artículo, este episodio es un buen ejemplo de estructura proyectada con ausencia de análisis de robustez, cualidad que se supone de implícita satisfacción si se cumplen los requisitos normativos de los códigos modernos, pero que fue obviada por el proyectista de la cubierta, el insigne y emprendedor José Eugenio Ribera, lo que motivó que un defecto en la ejecución tuviera consecuencias desproporcionadas. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Robustez; Tercer depósito; Bóvedas; Hundimiento

1. Introduction: robustness as a structural quality

A structure is understood to be robust if the failure of a specific element does not provoke disproportionate consequences. For example, the failure of one of the catenary cables on the Golden

Gate Bridge would provoke a disaster, whereas the failure of one of its hangers would only cause damage of a limited scope.

It is considered to be a structural quality which is accepted as appreciated but in most cases lacks quantitative precision. Something similar seems to happen with the concept of ductility, where implicit satisfaction is assumed if current modern regulatory codes are met.

However, this has not always been the case.

In fact, the concept of robustness is relatively new: the partial destruction of the 22-story Ronant tower block in London in

DOI of original article: <http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.011>

* Corresponding author.

E-mail address: ediazpavon@intemac.es (E. Díaz-Pavón Cuaresma).

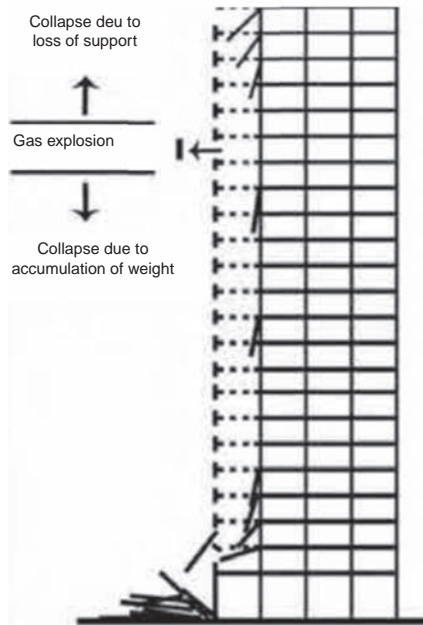


Figure 1. Partial collapse of the Ronan Point tower on May 16th 1968. London [2].

1968 (Fig. 1) was the cause of the incorporation of the concept of progressive failure into the British codes (and hence into the rest of the regulations), along with the consideration of accidental or unusual actions [1]. The accident happened in the early hours of the morning of the 16th May 1968, when one of the neighbours was about to prepare a cup of tea. On lighting a match, the stove gave off an explosion of gas which then blew out the windows and the external walls of the living room. As a result the whole corner of the building collapsed like a line of dominos [2]. The external wall enclosure was made up of floor to ceiling pre-fabricated reinforced concrete panels set on concrete floor slabs. So, when one of these walls failed it consequently provoked the collapse of all those above it, and with the accumulation of weight, the corresponding destruction of those below. These employed the Larsen-Nielsen system which filled the joints between the walls and the slab with mortar but without any reinforcement whatsoever. Therefore, on suffering a horizontal action, as with the explosion, its resistance capacity was highly reduced and therefore failed. But more important than the magnitude of this horizontal action is that it caused the progressive collapse as a result of a partial failure.

More recently we could witness the total collapse of the World Trade Center towers in New York as the result of the impact of two BOEING 767s (Fig. 2). The structural damage produced by the impact was aggravated by the fire from the planes' fuel which caused the area to lose its capacity to withstand the load born upon it, and on collapsing provoked the progressive failure of all the floors. As a result of these attacks, a manual titled the FEMA-426/BIPS-06 [3] was issued in the United States to mitigate the effects of terrorist attacks on buildings. At the same time, it served as a wake-up call to consider robustness in structures, and nowadays a number of teams are working on this matter.

Disasters such as the ones stated before have motivated current structural design to include calculation criteria and



Figure 2. Attacks 11th September 2001. New York.

structural details to guarantee structural robustness, which is understood to be “the capacity of a system to withstand a local failure without suffering disproportionate damage in relation with the cause which originated the failure”.

However, this quality may not be present in existing structures, which could become a conditioning factor with regards to its analysis and possible refurbishment.

This article addresses the need for the technician who confronts the analysis of an existing construction to be aware of this quality, which is hence clearly expressed in cited examples.

This is also the case of the collapse of the roof of the Third Reservoir of Canal de Isabel II in Madrid in April 1905 [4]. This is an excellent example of a projected structure lacking analysis of robustness. 30 people died and 6 people were injured in this accident, which is one of the most serious to happen in building in Spain and yet is still little known. The following section will look at this case to analyze its cause and subsequently reflect on the subject of robustness in existing structures.

2. The collapse of the third reservoir of Canal de Isabel II

2.1. From the construction of Canal de Isabel II to the collapse of the roof

April 1905 found Madrid at the height of its growth, receiving more than 10,000 people annually. This growth triggered a number of significant urban modifications, including, since its creation in 1858, that Canal de Isabel II offered the city’s water supply.

By the end of the century, existing reservoirs were deemed insufficient, and in 1881 a new one had been projected in the Campo de Guardias lying below the place known today as Santander Park.

Its construction was controversial from the very beginning, provoking several changes which were not solved until the 10th December 1901 when a Royal Order issued an international competition. This highly disputed competition was won by José Eugenio Ribera, one of Spain’s leading engineers, whose solution employing a system of vaults was the most economical and could be executed in the shortest period of time.

The construction of the roof was carried out at the same time as the four chambers in which the reservoir was divided. The works began on the 4th chamber which was located to the south in spring 1904. In April 1905, this 4th chamber was practically covered, whilst in chambers 1 and 2, the columns and the main girders had been placed and the placement of the vaults was beginning. Between the 5th and 6th of April, a series of load tests were carried out, consisting of placing an 80 cm layer of soil along the length of one strip of vaults. The soil was taken from the adjacent vaults hence leaving them without soil cover. The following day, 7th April, the works of distributing the soil over the vaults continued. On the 8th, early in the morning, the collapse happened (Fig. 3).

2.2. Characteristics of Ribera’s roof

In 1902 Ribera had constructed the Reservoir of Rocés III in Gijón employing a system of vaults which was widely used at



Figure 3. General view of the disaster area (*Nuevo Mundo*, April 1905).

this time, called the Monier system. These are very flat vaults (1/10), 5 cm thick covering a 3.8 m span (Fig. 4) However, in contrast to the Monier system where the vaults sprang from abutments, these were supported on the top of beams on 6 m tall columns.

The success of the construction of this reservoir served him to propose the same typology for the new reservoir in Madrid. This time the geometry would be slightly riskier (Fig. 5) with vaults spanning 6 m and 5 cm thick (span/thickness = 1/20). The columns were 8 m tall and 25 cm square on the sides (slenderness 1/32). Though the slenderness of the vaults was endorsed by the aforementioned Monier system, the slenderness of the columns was far greater than current standards; Ribera simply justified this by offering his prior positive experience in the San Sebastián Ceramic Factory which had employed even slenderer columns and with greater loads.

This configuration is repeated over 21 spans of beams and 36 spans of vaults until covering the area of 216 m × 85 m in each chamber (339 m × 216 m in total) (Fig. 6).

As in Gijón, the reservoir was below ground level and the vaults were covered with a regular 20 cm depth of soil.

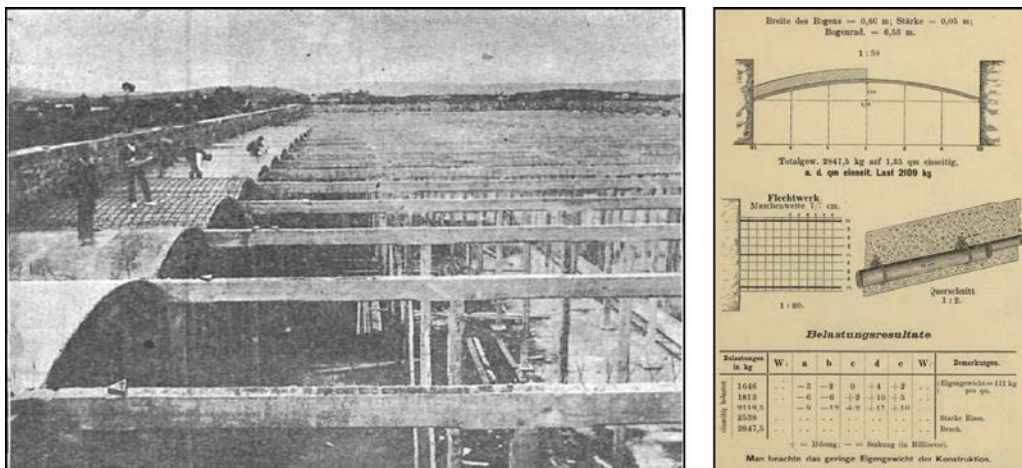


Figure 4. Ribera’s Reservoir in Gijón in 1902, and the Monier system for the vaults.

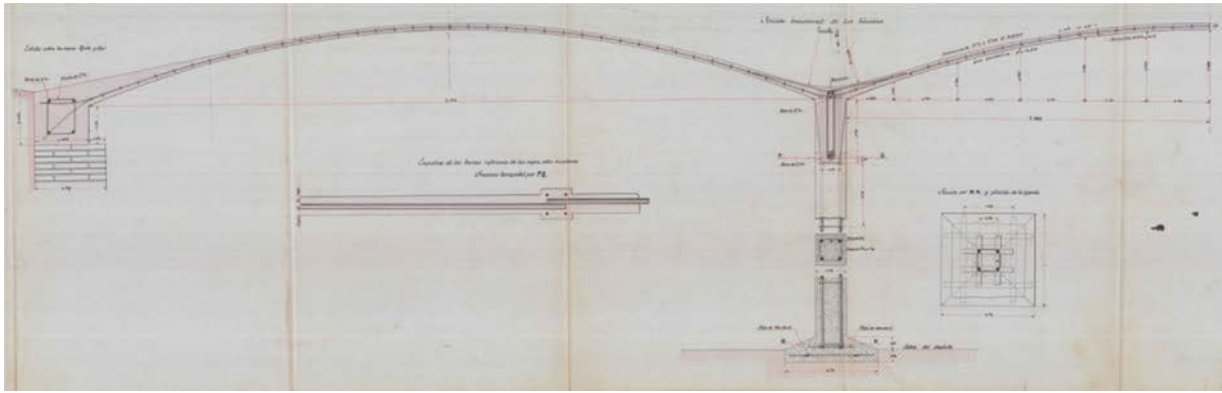


Figure 5. Transversal section of the roof proposed by Ribera.



Figure 6. Construction of the Third Reservoir of Canal de Isabel II. Madrid, 1905.

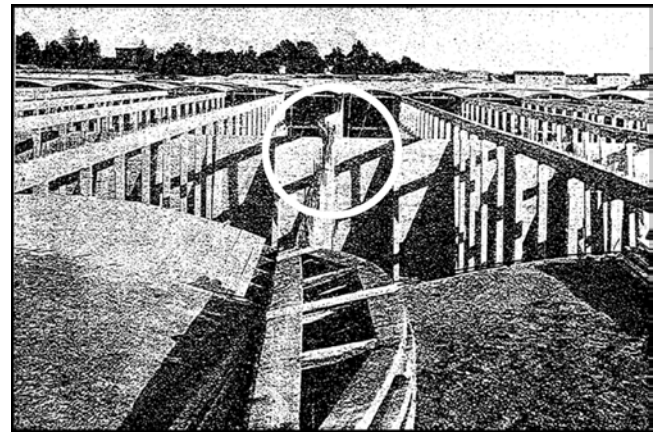


Figure 7. Deformations of a beam in the first chamber, June 1905. *Revista de Obras Públicas*, 14 March 1907.

2.3. *The investigations at the time and the acquittal of Ribera*

To investigate the causes of the accident, the same 8th April a Royal Order set up a commission while the Town hall began its own investigations.

As a result of the tragedy Alfredo Álvarez Cascos (Director of Canal), Carlos Santa María (Works Director) were accused along with José Eugenio Ribera, who assumed total responsibility on behalf of the contracted party.

The trial took place at the Provincial High Court of Madrid with the hearing taking place two years later between the 1st and 8th April 1907. Ribera's defence was presented by Melquiades Álvarez as his lawyer and José Echegaray, recently proclaimed Nobel Prize winner, as expert witness. The court acquitted Ribera along with the other two accused.

A determinant factor in Ribera's acquittal was the deformation observed in a number of beams in the first and second chambers at the beginning of June, just two months after the collapse (Fig. 7). These gave rise to numerous articles and opinions attributing the failure of the vaults, to a certain degree, to have been caused by the high temperatures suffered in the month of April. In fact, surprising as it may seem (it is to be taken into account the collapse occurred at 7 o'clock in the morning) most of the existing bibliography to this respect has this hypothesis as the main cause of the collapse. Regarding the real effect

these temperatures may have had upon the roof, along with other the actions which could be applied shall be addressed in the following section.

Going beyond the final court sentence, the collapse had greater and further repercussions. This echo was due, on one hand, to the criticisms related to the construction of the Third Reservoir from the preliminary Project and all the engineers which had been involved, but, above all, due to the doubts created in the use of reinforced concrete because of the uncertainties derived in its use. However, the attitude at national level from a number of technical forums in defence of Ribera as a constructor and concrete as a construction material, along with international contributions from personalities such as Fritz von Emperger, Director of the prestigious magazine *Beton und Eisen*, or Hennebique himself, who could see his flourishing company endangered, permitted confidence to be upheld in the new material.

With regards to Ribera, the investigation brought to light once again, the audacity to say that he is, without doubt, one of the great Spanish engineers who took on a decisive role in the introduction of reinforced concrete in Spain. In the project of the Third Reservoir he risked too much, provoking a disaster which accelerated the transition towards a new period in structural concrete that would be under the protection of greater

scientific knowledge and the first building regulations. In this period, Ribera would also have a leading role.

2.4. Analysis of the third reservoir's roof

2.4.1. Approximation of the resistant behaviour of the roof

Ribera's desire to reduce to a constructive minimum the thicknesses of both the vaults and the columns led him to design an extraordinarily slender structure whose behaviour was not fully known, and even today is considered complex.

In fact, an initial approach to Ribera's design of the roof, through a typological analysis, brings to light how this construction would suppose a great advance in the development of a structural typology which would have enormous exposure and extension between the 1930s and the 1970s: namely the slender concrete shells [4]. This advance seems to be involuntary (not even calculating the concrete section to withstand the axial loads), although it is possibly full of intuition as shown with the load tests.

However, the collapse supposed a standstill and a backstaging of this structural form, which years later, along with an important mathematical development, would offer a change towards some of the most daring and suggestive forms known in engineering.

With regards to such behaviour, in [4] we analyze the distinct types of failure and the main causes which may occur in a structure such as the roof of the Third Reservoir based on simple conditions of equilibrium in the vaults and simple calculations in the portal frames.

This analysis, at times crude and always approximate, nevertheless offers us the possibility to discard a number of failure modes and address the investigation. A series of results are highlighted as follows:

- A thermal increase in the roof was discarded (supposing it even happened) as the sole cause of a mechanism of collapse. Effectively, the axial forces of the vaults are far lower than those which these can withstand in absence of other live loads (apart from the uniformly distributed soil loads). Additionally, the behaviour of the beams with the already constructed vaults would be very different to what produced the instability in the first chamber.

The precision of these results demanded a very complex analysis because of the uncertainty of the actions to be considered as well as the noticeable non-linear behaviour of the structure, as the forces depended on the structural stiffness of the different structural elements, and that, on the level of

imposed deformations and curvatures. In addition, the analysis of said thermal increases could not be separated from the analysis of the roof regarding the rest of the imposed deformations, especially those due to shrinkage (increased by cooling).

Given the importance that this aspect received in the trial, the following section shall look further in depth at the behaviour of the roof when faced with imposed deformations.

- Another question which was discarded was a defect in materials as being the possible cause of the collapse of the vaults. The reason is that the stress that these are working under is very low, even with the levels of soil reached during the load test referred to in previous sections (0.80 m).
- Regarding actions of the project, that is to say the uniformly distributed soil loads, columns, beams and the vaults, would all be safe covered by wide safety margins.
- Other types of failure are also discarded where the accident could have been caused by a rotation of the footings or failure in the portal frames.
- However, when faced with non-symmetrical loads on vaults, the roof is extremely sensitive and the mere check of equilibrium of the vaults with their gross cross-section leads us to extremely unlikely results which would not explain that the roof of the fourth chamber had been almost fully completed: differences in soil thickness on one side and another on a 3 cm thick vault distributed over the tributary width of the columns would produce a mechanism of collapse.

It was therefore necessary to look further into a series of aspects such as the contribution of reinforcement in the vaults capacity, the possibility of transversal distribution within a same vault alignment, as well as, and especially, the effects of shift in the supports in the stability of the vaults. These analyses shall be commented on in the following sections.

2.4.2. The roof faced with imposed deformations

This investigation has discarded that imposed deformations could be the origin of the collapse:

The vaults, as soon as they are subject to slight bending, and as a result of their geometry and conception, would crack and tend to form resistant statically determined mechanisms and relax the forces in the rest of the spans.

In this sense, Fig. 8 shows the deformation of the transversal section of the vaults assuming that the crown of the central one were the neutral point for horizontal displacements and, simultaneously, a three-hinge arch was formed. This hypothesis would be coherent with the deformation scheme presented by the

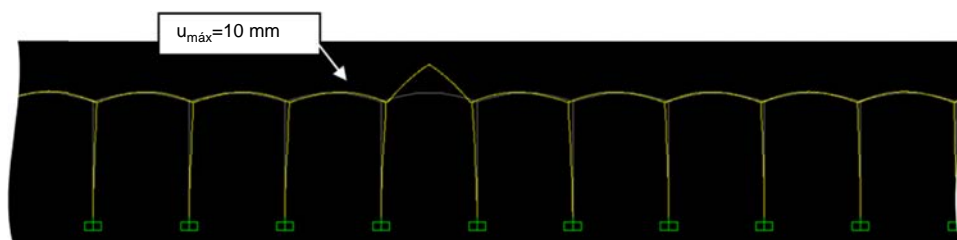


Figure 8. Deformation of the vaults supposing rotation in the central area (for reasons of clarity, only the 10 central vaults are shown of the existing 36 spans).

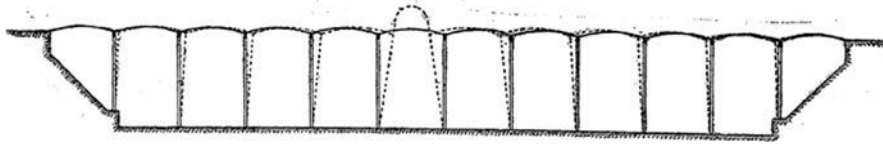


Figure 9. Deformation of the roof faced with thermal increase in accordance with the publication by Fritz von Emperger.

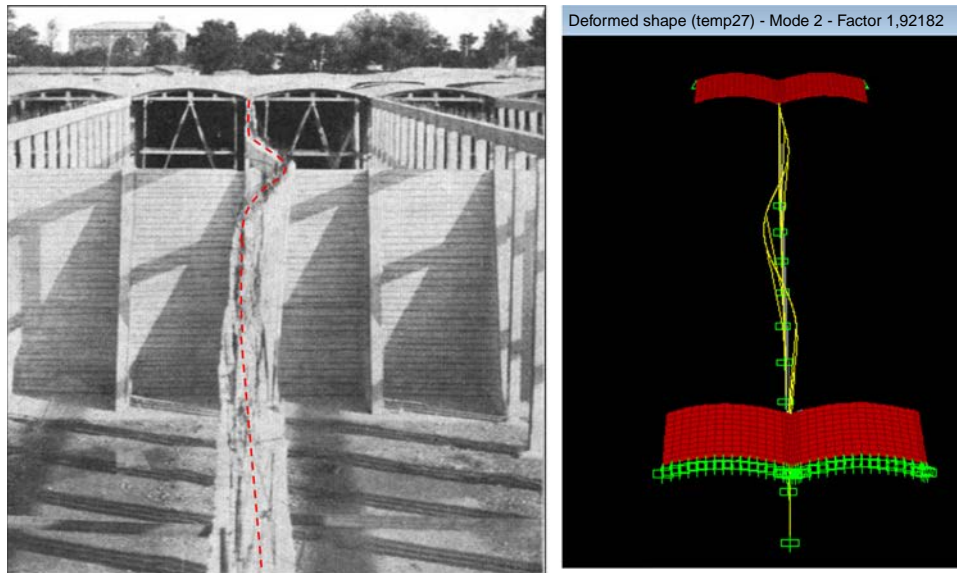


Figure 10. Observe the similarity between one of the failure modes found and the instabilities in the first and second chambers.

Austrian engineer Fritz von Emperger as a part of his analysis as the cause of the collapse (Fig. 9).

The magnitude of the displacements shown in the deformed shape brings to light the minor effects this local discontinuity produced upon the rest of the transversal section of the roof structure. This fact is confirmed if the internal forces are analyzed, showing that they are very low and far from those which would lead to failure of the springing of the arch, which is the weakest in the case of the roof [4]. Once again, stability is guaranteed.

The only “negative” effect that the indirect actions could have in the transversal direction of the roof would be the flattening of the vault shape as a result of shrinkage and creep, although the loss of shape is rather negligible.

Neither would the imposed deformations upon the longitudinal portal frames have an effect on the resistance of the whole structure once the vaults are constructed.

This situation contrasts with the beams in the first and second chambers which, without the vaults having yet been placed, deformed shortly after the collapse in the month of June (Fig. 7). When movement is not limited at the head of the columns, beams become very sensitive to lateral instability induced by axial compression due to restrained movement produced by a thermal increase (specifically at midday and not early morning when the collapse of the fourth chamber occurred).

Díaz-Pavón’s doctoral thesis titled *Investigation on the causes which could cause the collapse of the roof of the Third reservoir of Canal Isabel II in 1905* [4] goes into great depth regarding this situation, obtaining safety margins for buckling

albeit the fact that neither the length of the beam nor the inertial forces on the columns and beams, nor the thermal increase itself is the same as what really happened in June 1905, allow the justification of such a failure. In this sense, it is to be seen how the buckling mode shown in Fig. 10 resembles the instability in the photograph corresponding to the deformations seen in the first chamber. The fact that it apparently looks like the second mode of buckling would be influenced by a number of variables, especially by geometric imperfections.

These results contrast with the situation in the fourth chamber.

Indeed, its situation when it collapsed was greatly different as the vaults laterally braced the beams and the thermal increases at 7:30 in the morning could not be so high.

Even taking into consideration the thermal increase, the ratio between the theoretical critical axial load of these beams and the load due to thermal increase is in the order of 142 as is shown in Fig. 11. Moreover, the first six modes of buckling detected by the model are found in the plane of the portal frame and not orthogonally which hence lays bare the enormous contribution the vaults have in stabilizing the beams.

2.4.3. The roof facing gravitational action

As previously mentioned, when regarding design actions, that is to say, uniformly distributed soil loads, the columns, beams and vaults would be safe, covered by wide safety margins. However, regarding non-symmetrical loads in vaults, the roof is very sensitive.

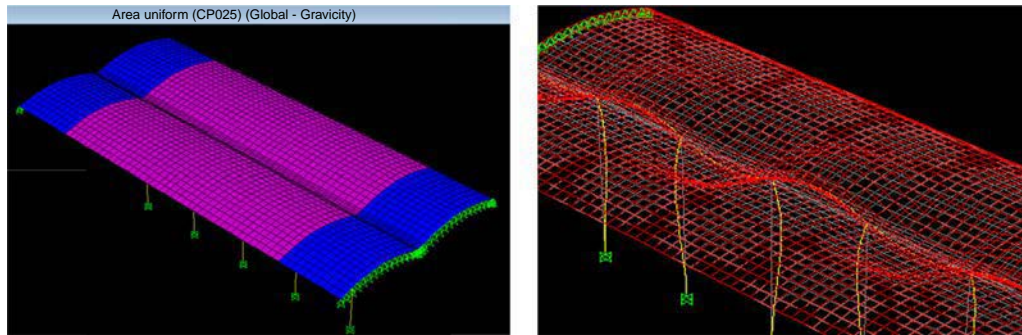


Figure 11. Buckling mode of finished roof. Instability is discarded in the plane of the vaults.

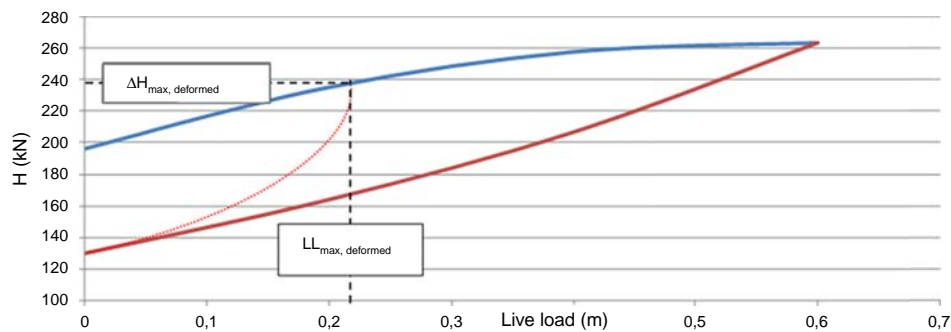


Figure 12. Reactions in the support corresponding to the lines of pressure of maximum (upper curve) and minimum thrust (lower curve), in the case of uniformly distributed 25 cm deep soils and live-load (LL) on haunches. The discontinuous line graphically represents the thrust when a displacement of the support occurs.

This sensitivity regarding asymmetric actions is complex to evaluate. The asymmetric load provokes a displacement in the support (a shift away from) which would cause the vault, which mobilizes initially the line of minimal thrust, would continue to increase such thrust as the displacement increases (greater span, less rise, more thrust: the discontinuous line in Fig. 12). The evolution of thrust and shift is clearly non-linear and therefore difficult to foresee. The deformation of the arch depends on the stiffness of the structure as a whole and such stiffness depends on the loads, whose increase could cause the relaxation of the structure (by cracking) so making the deformations ever greater.

This behaviour could appear difficult to interpret. It is evident that a masonry arch (or vault) – and therefore with no bending stiffness –, if the abutment is not able to provoke the necessary reaction, would open and end up collapsing. Whereas, if the section does have bending capacity, the arch would deform, reaching a state of equilibrium which, in the limit, might not need any horizontal reaction and would begin behaving as a *beam* with a curved path.

In the vaults of the Third reservoir, the *beam effect* in any case would be very small, and the reaction, and therefore the axial loads, would increase to maintain the equilibrium of the *arch*.

With regards to carrying out an approximation of this behaviour different models of the structure of the Third Reservoir were carried out [4] which, although necessarily simplified, took into consideration mechanical (cracking and creation of plastic hinges) and geometrical nonlinearities (2nd order effects), which have brought to light the extraordinary flexibility of the structure when faced with an increase in non-symmetric loads.

In addition, the aforementioned models reveal the important role of the presence of rebar in the vaults' behaviour. Moreover, this reinforcement, so dimensioned as to withstand the full axial load in the vaults when faced with uniformly distributed loads, offer the structure a great bending capacity which is especially significant when the thickness of the soils were reduced or non-existent, so conditioning the type of mechanism which forms on the roof.

As a result of said analyses, the graph in Fig. 13 depicts the relative displacement between supports which increases in proportion to the loads so measured as thickness of equivalent soils. The case shown is to apply a uniform 25 cm load, an additional load on the haunches as well as other configurations of possible non-uniform loads.

As may be appreciated in all cases, in reduced differences of loads, the behaviour is clearly elastic and the displacement between supports is very small. However, when the vaults begin to crack the flexibility increases greatly and the displacements shoot up, increasing at an uncontrolled rate for very low increases in load. In this way, the point where the roof collapses is reached, which in any case is caused by the loss of shape of the loaded vault (snap-through failure mode). Failure caused by instability of a column was discarded.

Akin results are obtained for the roof without soils (beyond non-uniform loads). For example, if the load accumulates asymmetrically along half span, the flexibility of the roof is very pronounced as from 10 cm, reaching point of collapse at less than 15 cm.

These values should be considered, in any case, as approximate: on one hand they would be further reduced if the weight

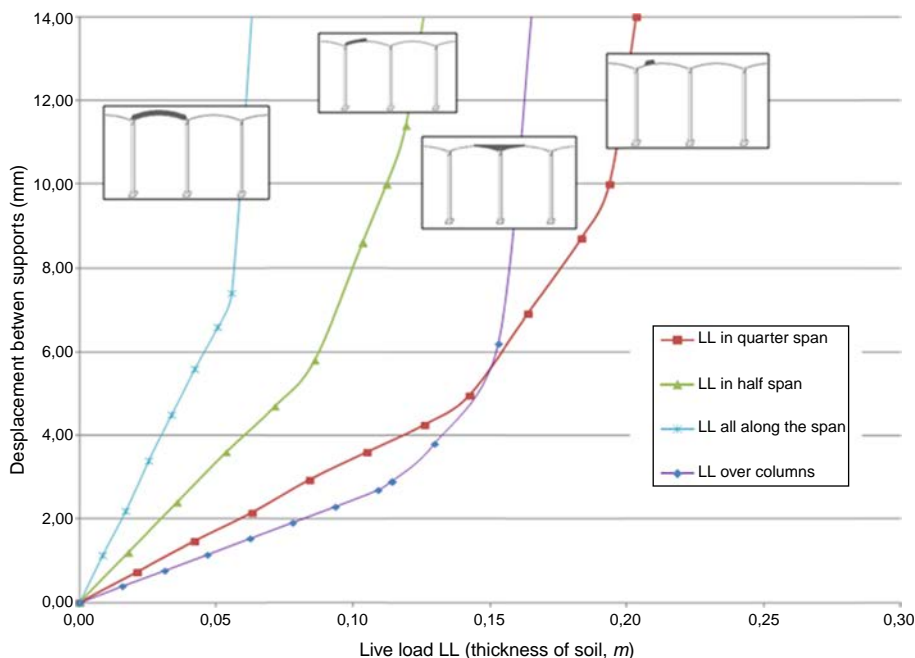


Figure 13. Effects of excess asymmetric loads upon the roof with 25 cm of soil.

(and the impacts) of the workers and wheelbarrows is taken into account (take into consideration the volume of distributed soil over the tributary width of a vault in half span and 0.10 cm deep supposes a weight of 20 kN, whereas the weight of a single loaded wheelbarrow would be of around a tenth of that).

They could also be lower if, instead of the nominal geometry of the vaults, defects of execution or losses in shape due to deformations were taken into account, although the latter, as indicated in the previous section, would provoke a very small effect in our case.

On the other hand, as is demonstrated in [4], the capacity of longitudinal distribution along the same alignment of vaults (behaving as shells), makes the results obtained excessively conservative especially in regard to local situations of loads, that is, those which are not presented longitudinally (for example maintenance loads once in service).

Finally, it was checked that the safety margins of the roof, if it had been completed, in relation to the most unfavourable circumstances which could be applied (non-uniform distribution of soil volumes as a result of a horizontal level of soil, instead parallel to the extrados of the vaults, as contemplated in the Project, plus maintenance loads) are very wide.

This has brought to light how the constructive typology chosen by Ribera, with the evident risks it supposed for the construction (and even once finished and in service), was however a suitable solution for the purpose it was designed for. An example of which is the Rocés III Reservoir in Gijón, which had a slightly less risky geometry and is still today in service albeit with a few changes which are commented upon later on.

2.5. Prior considerations before establishing the cause of the collapse

Of the possible causes which could give rise to a collapse as in the 4th chamber and which is analyzed in [4], and because of its due importance, it is necessary to highlight some aspects of the nominal situation of the roof, in other words, its design.

It is to be highlighted here that the configuration of the roof, and hence its structural conception, was pointed out in some of the initial technical reports as the cause of the failure and its extension to the whole of the roof.

In the investigation which was carried out it was nevertheless confirmed that the project was totally justified and well-defined, starting off with a number of considerations regarding the type of actions the roof could be submitted to. It would therefore be possible to consider if said hypothesis were admissible or not.

The important differences in calculation criteria regarding distinct structural elements in relation to the current ones, a number of concepts not totally developed at the time, and the resolution of construction details, many of which not used today, have demanded an in-depth analysis. The conclusion is that the design of distinct structural elements, in the hypothesis of uniformly distributed gravitational loads, was correct in all cases, presenting as well, in general, wide safety margins, even considering current day design criteria.

There is one single aspect which, in the stated nominal situation would not have had any initial importance, but could have influenced in the extension of the failure to the whole roof once started, and even favoured the initiation of said failure, as shall be commented on in the following points. It addresses the detail of the footings of the columns over the foundations (Fig. 14). Apparently inherited from the tradition of masonry and steel, the

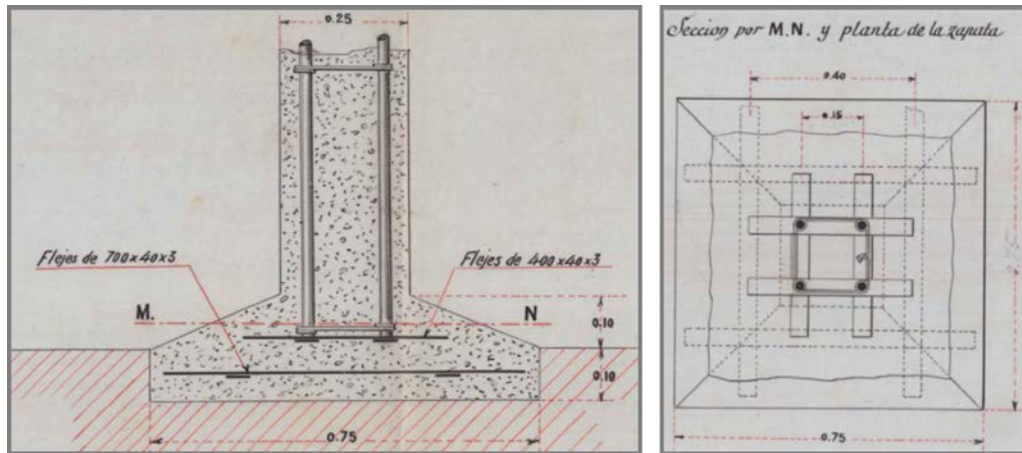


Figure 14. Detail of column footing on the foundation.

reinforcement of the columns starts above the foundations, without ensuring the anchorage to it, and therefore without offering the section of the column footing the capacity of bending (further than this being a mass concrete element, that is, what is due to the eccentricity of the axial loads in respect to the column's axis, which is very reduced due to its outstanding slenderness).

Logically, regarding the hypothesis considered in the Project of uniformly distributed loads, this configuration lacks importance as the bending in the column would be practically zero. It would have greater importance if said loads were not totally symmetrical as analyzed in the following section.

Otherwise, apart from minor details, the structure was perfectly defined and did not offer uncertainties regarding its structural behaviour, independent to the fact that some reinforcement configurations differ to those which years later became more popular as a result of a better understanding of the “new” material.

Therefore a design error has not been detected which would justify the start of the collapse. Indeed, failure started as a result of one of the causes explained in later sections, the structure progressively became a mechanism and the failure extended to the whole chamber, as in fact happened. In effect, the geometry (with a very great slenderness and consequently low stiffness regarding bending) and the configuration of the columns (even having been correctly embedded) caused them to have a low capacity to withstand the differences of horizontal forces which are transmitted between adjacent vaults, causing these to suffer inadmissible deformations which end up provoking the collapse, as is explained in the following section.

2.6. The cause of the collapse

As has just been explained, the investigation which was carried out concluded that the severity of the accident in the 4th chamber of the Third Reservoir was due to an extremely sensitive configuration of the structure when faced with any local failure which, once begun, would cause this failure to extend to the rest of the roof (Fig. 15).

It was also deduced that this failure was probably originated by the existence of non-uniformly distributed loads on

the vaults. Effectively, differences of up to 10 cm between one alignment of vaults and another were found which caused the collapse. Confiding the stability of the roof to thicknesses of fill of this magnitude, during the construction phase on a roof as is analysed, was very risky.

Ribera was aware of this risk, and in the Project he reiterated the importance of the measures to adopt to avoid such accumulations of non-symmetric loads on the roof. However, the fact of having completed the construction of most of the roof and the success of the load tests could well have relaxed somewhat the instructions regarding the distribution of soils, so justifying the producing of errors and the subsequent failure of the vaults.

We could also highlight that the failure of the vaults was the result of the loss in shape of one of them. It is important to stress that this failure mode is associated with a problem of global behaviour as the individual resistance of each of its elements: vaults, beams and columns was sufficient.

In any case, both during the construction process, due to the aforementioned reasons, as with the finished roof in the service period in face of any accidental action, the local failure of a vault or support would cause the adjacent elements to immediately become unbalanced, not being possible the stabilization with the remaining vaults in the same alignment and hence causing the collapse to extend to the whole roof.

It has been discarded however that the heat wave in the days prior to the accident, which served as Ribera's defence, could have influenced in any way as the origin or the extension of the collapse.

We can therefore conclude that even if the collapse could not have been caused by a defect in design, as Ribera was fully aware of the risks he was undertaking in the construction phase; his structure was excessively flexible and risky.

3. Considerations on robustness of a series of structures

Going beyond the cause of the collapse, the case of the Third Reservoir is a clear example of a structure lacking in robustness as seen by the magnitude of the accident. In this way, Ribera must have reflected upon this defect in the structural configuration he had adopted, and a few years after the collapse, and possibly as a

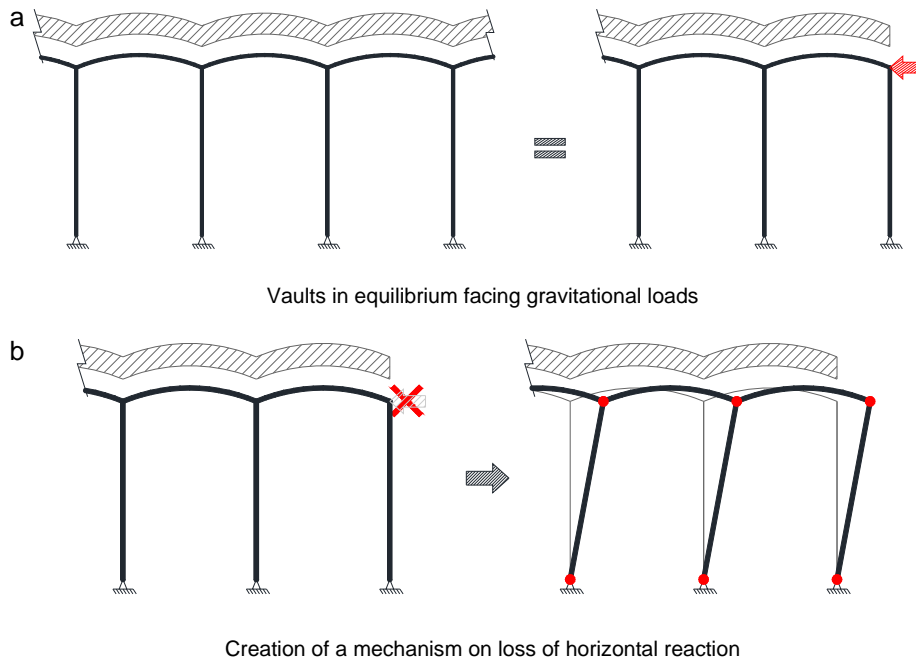


Figure 15. Resistance model of Third Reservoir.



Figure 16. The Rocés III Reservoir (Gijón) today (Courtesy EMA, Gijón).

results of the “fears” that something similar could happen in the Gijón Reservoir (even though this was not as sensitive as the one in Madrid due to its geometry), provided the roof with a number of transversal beams which did not exist in the original Project (and thus cannot be seen in the photographs of its construction) (Fig. 16).

In conclusion, he converted a very sensitive roof in relation to any local failure into a very robust structure along with additional mechanisms to withstand the loads so that if an element failed (for example by local failure of a vault), the loads could still be born through other resistant mechanisms. Similar procedures may be found in other roofs with alike typologies, whether originally conceived as this or as measures of reinforcement. Two examples may be seen in Fig. 17.

Logically to achieve these additional measures is not always possible. In fact, in most cases it is not even posed. Returning to the Golden Gate bridge which we started the article with, nobody contemplates additional cables to suspend the deck. The robustness in this case is a result of an increase in inspections,

additional safety measures etc., which minimize the probability of failure of these cables.

A further example which shows the importance of this sensitivity towards structural robustness is that of intervention, very frequent in changes of use or simple maintenance in arch bridges of the XIX century or the first half of the XX century. An example of this can be seen in Fig. 18 which shows the Pont de la Concorde, constructed by Perronet 1787–1791. The lightness of its construction contrasts with the stiffness of former bridges, especially Roman bridges which are the paradigm of everlasting structures. In fact, what is more than well known is that Perronet revolutionized the design of masonry bridges regarding the concept of robustness we are interested in, varied the width of the piers to nearly a tenth of the length of the spans when until that moment the same relation was running between 1/3 and 1/5 in Roman bridges and even greater in mediaeval ones [5].

The geometry of low arch bridges in the XIX century makes them more sensitive (in comparison to the former semi-circular vaults and pier-abutment bridges) to phenomena such as scour



Figure 17. Plasteres panelled vaults in the Batlló factory, Barcelona (R. Guastavino, 1875) and the Basilica Cistern in Istanbul (532 A.C.) (right).



Figure 18. Pont de la Concorde (Perronet, 1787–1791).

around the piers so provoking slight rotations of the foundation and the consequential failure of a span and hence the failure of the remaining spans.

In these conditions it is important for the technician, who is carrying out the intervention, to be sensitive to the lack of robustness so that he may fulfil the necessary investigations to ensure, with greater safety margins than in a Roman bridge if possible, that a failure of a vault or a pier does not take place (very unusual circumstance), or that aforementioned events such as scour may be avoided. This last failure is much more frequent: Fig. 19 shows graphically the collapse of a bridge in León as a result of this [6].

As a final example, and getting back to the Third Reservoir, we can return to the footing detail of the columns on the foundations. The configuration shown in Fig. 14 is not exclusive to Ribera, being equivalent of that used, for example, by Hennebique or which may be found in some of the first publications on reinforced concrete of the time (Fig. 20).

However, unlike aforementioned masonry and steel constructions where the bracing was entrusted to the layout of the walls themselves or the triangulations of the steel elements, those of reinforced concrete are structures in which, except in specific cases where acquired knowledge has made them disappear (such as those uncomfortable hinges in swing bridges) the nodes should be stiff.

Said stiffness – or the capacity of the node to transmit bending moments – is precisely that which offers the structure “a monolithic nature” and “stability”, by creating structures which are highly statically indeterminate and whose possibility of failure when faced with horizontal actions is practically zero. This is the way in which, indirectly, we make robust structures today.

Also in the intervention of these first reinforced concrete structures we should be aware of certain configurations in detail to be able to decide the type of measures necessary to incorporate in each case.

4. Final thoughts

The severity of the accident of the Third Reservoir was the result of a very risky structural configuration, conceived without the necessary resources which could have mitigated the effects of a local failure.

The assumption of risks in engineering has allowed, without any doubt, its progress. But it is also a fact that the repeated occurrence of accidents as a result of occasionally neglecting design criterion which would have led to a specific structural configuration.

In the case of the Third Reservoir, Ribera adapted the Monier system configuration of vaults upon fixed abutments to a roof which was supported on very slender columns whose stability was confined to an excellent distribution of the loads over the same. He was totally aware of the sensitiveness of this configuration (until this moment it had always been braced), but the success of the construction of the Gijón Reservoir without such bracing, and the state of design in those years at the turn of the century, with concrete being consolidated as the new fashionable material, encouraged him to push the known limits and even take on unnecessary risks such as the carrying out of load tests with the subsequent movements of the soil on that overly sensitive roof which finally provoked its collapse.

This oversight in determinant structural factors as a result of an excessively relaxed state of design is recurrent in the history of engineering, up to the point where Petroski, one of the great educators on engineering failures, baptized it as the “syndrome of success” [7]. Examples of the aforementioned are the collapse of the Dee Bridge by Robert Stevenson in 1846, the collapse of the Quebec Bridge over the River San Lorenzo in 1907, or the infamous Tacoma Bridge in 1940.

As also happened in some of these cases, the collapse of the Third Reservoir has become forgotten and its cause never was fully analyzed [8]. Moreover, it is surprising that it has not

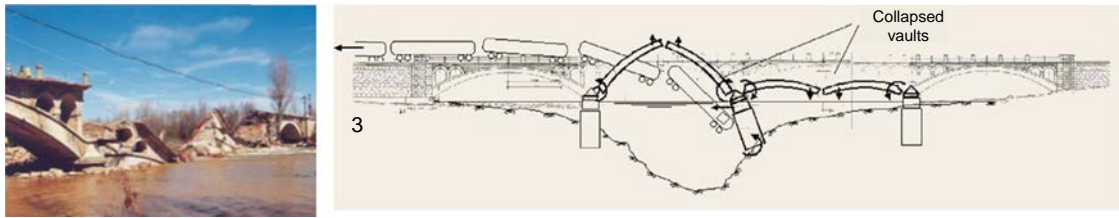
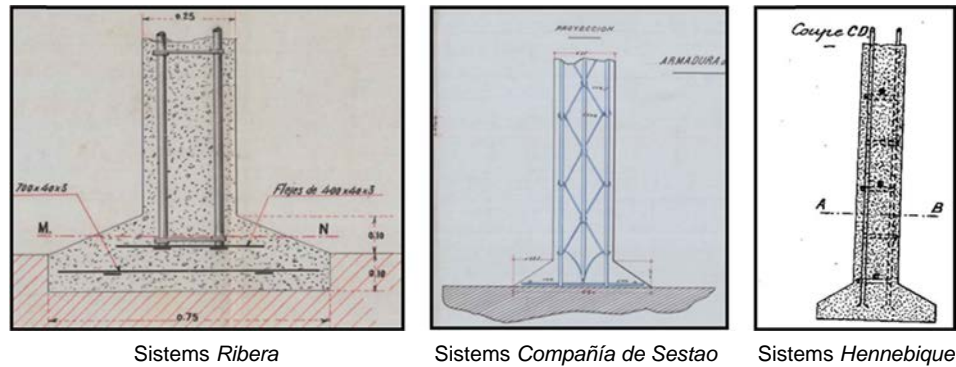


Figure 19. Graph showing the formation of a collapse mechanism due to pier rotation in the Veguellina de Órbigo bridge, León (constructed in the early 1930s).



Sistemas Ribera

Sistemas Compañía de Sestao

Sistemas Hennebique

Figure 20. Different types of detail of column footing on foundation.

been detected until now, despite the great technical level of civil engineers of the time, who were highly trained in mathematics, geometry and mechanics. It is also surprising that the designer and the technical inspectors were unable to identify the failure mode associated with the kinematic collapse mechanism associated to low vaults supported on tall, slender columns, along with unfortunate construction details. Add to that, that prior experience and the apparently successful load tests led to a misleading sensation of confidence and security which as seen was unfounded.

May this be a worthwhile example for the engineers of today.

References¹

- [1] COST Action TU0601, in: T.D. Gerar Canisius (Ed.), *Robustness of Structures. Structural Robustness Design for Practicing Engineers*, 2011, V1.2. Septiembre 2011.
- [2] M. Levy, M. Salvadori, *Por qué se caen los edificios*, Traducción de Francisco Javier Fernández Pozuelo, Turner Noema, 2015.
- [3] FEMA-426/bips-06, *Reference Manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings.*, 2nd ed., *Building and Infrastructure Protection Series*, 2011, October.
- [4] E. Díaz-Pavón Cuaresma, *Investigación sobre las causas que pudieron originar el hundimiento de la cubierta del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905*. Tesis doctoral realizada en la E. T. S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, Jorge Ley Urzáiz y Javier León González, Codirectores, 2015.
- [5] J. León, E. Bauder, *La construcción de un puente en el siglo XVIII. Puente de Neuilly, de Jean-Rodolphe Perronet*, in: *Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*, Fundación Agustín de Betancourt, Madrid, 1999.
- [6] Comparecencia del señor Presidente de Renfe (CorsiniFreese) en el Congreso de los Diputados para informar sobre Los detalles del último accidente ferroviario de Veguellina de Órbigo (León) (Número de expediente 212/000401). Año 2001 VII Legislatura Núm. 194.
- [7] H. Petroski, *Paradigmas de diseño. Casos históricos de error y buen juicio en Ingeniería*, Modus Laborandi, Madrid, 2009.
- [8] E. Díaz-Pavón Cuaresma, *El hundimiento del Tercer Depósito del Canal de Isabel II en 1905*. Colección Juanelo Turriano de Historia de la Ingeniería, Fundación Juanelo Turriano, Madrid, 2016.

¹ This article was written from results obtained in the doctoral thesis titled *INVESTIGATION ON THE CAUSES WHICH COULD CAUSE THE COLLAPSE OF THE ROOF OF THE THIRD RESERVOIR OF CANAL DE ISABEL II IN 1905* [4], presented in November 2015 to the Escuela Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica, Madrid. All relevant bibliography used is compiled in mentioned article. Further references are listed in the reference list.

RFEM 5

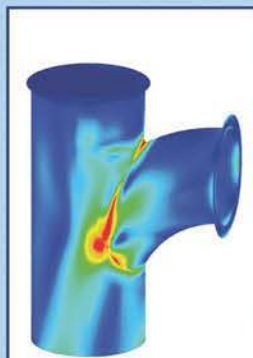
Software de análisis y
diseño de estructuras

DESCARGA VERSIÓN
PURAMENTE FUNCIONAL
90 DÍAS

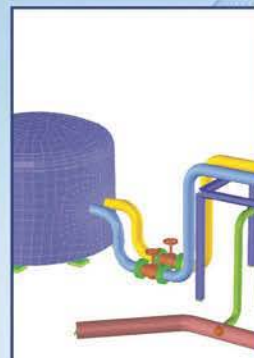
Kauffman Center for
the Performing Arts
Kansas City, MI, USA
© www.dlubal.com

www.dlubal.com

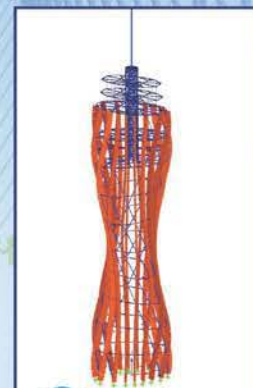
Potente, funcional e intuitivo



Acero
Aluminio
Vidrio



Hormigón
Depósitos
Tuberías



Madera
Contralaminado
Tensoestructuras

LACONER + KAMAL Ziviltechnik - GmbH
© www.dlubal.com

Solicite su pequeño
descuento indicando
"Lector ACHE"

Dlubal Software ES

911 438 160
info@dlubal.com



Dlubal

H/A
HORMIGÓN
y ACERO



ACHE Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran reputación entre las revistas científico-técnicas de calidad y avalada por una trayectoria de 65 años, en los que se ha constituido en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos. Se difunde en versión impresa y electrónica.

Está dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades y organismos públicos relacionados con la construcción de obra civil y edificación. Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y numerosos órganos de la administración del Estado y las Comunidades Autónomas con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil.

TARIFAS DE PUBLICIDAD 2017 (IVA no incluido)

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

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES editorhya@e-ache.com

Proyecto de ferrocarril Awash-Kombolcha-Hara Gebaya, Etiopía. Diseño orientado a obras en países en desarrollo

Awash - Kombolcha - Hara Gebaya railway project in Ethiopia. Site oriented design in developing countries

Maria Estany Blázquez^a, Alexandre Correia Paulo^{a,*} y Ricard Leal Baró^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO S.A., Coordinador, Barcelona, España

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, TEC-CUATRO S.A., Director de Proyecto, Barcelona, España

Recibido el 20 de marzo de 2017; aceptado el 1 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 7 de junio de 2017

Resumen

Los proyectos localizados en países en desarrollo presentan dificultades logísticas que requieren una estrecha colaboración entre los equipos de proyecto y ejecución. El diseño debe resolver los problemas logísticos simplificando y reduciendo el número de operaciones a realizar in situ. Soluciones basadas en diseños modulares recurriendo a elementos metálicos prefabricados permiten minimizar los equipos y las operaciones a realizar in-situ reduciendo considerablemente los plazos de ejecución. El proyecto Awash-Kombolcha-Hara Gebaya incluye 59 puentes ferroviarios y 6 pasos superiores de carretera.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente ferroviario; Construcción modular; Sismo; Interacción vía/puente

Abstract

Projects located in developing countries present logistic difficulties that require a close partnership between the design and construction teams. The design team needs to solve the logistic problems by simplifying and reducing the amount of in-situ operations. Modular design solutions using prefabricated steel elements minimise the teams and operations necessary in-situ, reducing considerably the execution deadlines. The Awash-Kombolcha-Hara Gebaya project includes 59 railway bridges and 6 road overpasses.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Railway bridge; Modular design; Seismic design; Track/bridge interaction

1. Introducción

Con un presupuesto de 1.700 millones de dólares para la ejecución, la línea ferroviaria electrificada de 400 km de longitud entre las ciudades de Awash y Hara Gebaya, en Etiopía, se convertirá en un importante corredor conectando los centros económicos del norte y el este del país. Se prevé que la línea

alcance un umbral de explotación anual de 15,5 millones de toneladas de mercancías y de 2,6 millones de pasajeros en el año 2024, lo que equivale a un tráfico anual de 26,2 millones de toneladas.

La ejecución de este tipo de proyectos de ferrocarril en países en desarrollo y con escasa infraestructura en las comunicaciones terrestres requiere procesos de ejecución adecuados para evitar sobrecostos sin dejar de lado los aspectos técnicos y de diseño. Del mismo modo suelen ser proyectos donde la falta de mano de obra cualificada precisa la minimización y la sistematización de los procedimientos constructivos in situ. En el caso del

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: apaulo@tec-4.es (A. Correia Paulo).

proyecto de ferrocarril de Awash-Kombolcha-Hara Gebaya hay que añadir, además, las dificultades inherentes a un estricto plazo de realización de 42 meses, a la falta de garantía en el suministro de cemento y a los problemas logísticos de transporte que permitieran asegurar una adecuada producción de hormigón para satisfacer las necesidades en una obra de estas características.

Estos aspectos condicionaron el diseño y llevaron a optar por un proceso de construcción modular con elementos prefabricados que pueden combinarse de diferentes maneras para conseguir agilidad en la consecución de las diferentes tipologías de puentes incluidas en el proyecto.

Por otro lado, el equilibrio entre el diseño sísmico y los requerimientos de la interacción vía estructura supone un reto que conlleva el uso de tecnologías novedosas, como los amortiguadores pretensados y los estribos resistentes al impacto.

2. Descripción del proyecto

El proyecto incluye 59 puentes ferroviarios de vía única diseñados para una velocidad de 120 km/h, concepto tablero mixto sobre pilas de celosía metálica o de hormigón coronadas por capitel metálico y 6 pasos superiores de carretera. Se consideran 7 tipologías de puentes en función de la longitud total y del número de vanos. Las tipologías varían de puentes isostáticos de un solo vano a puentes continuos de 14 vanos, estableciéndose luces de 20,6 y de 32,2 m para los puentes isostáticos y de 28,6, de 34,8 y de 46,4 m para los viaductos continuos. Esta distribución de luces permite la división de las vigas metálicas en módulos de 10,8 y de 11,6 m de longitud, y de las pilas de celosía en piezas tubulares de 5,0 y de 10,0 m, ambas manufacturadas en Europa y transportadas desde fábrica en contenedores para únicamente ser ensambladas in situ mediante uniones atornilladas.

2.1. Geometría

Se han proyectado puentes y viaductos con tablero mixto formado por 2 vigas de acero, cuyos ejes distan 3,0 m, y losa prefabricada de hormigón de 4,8 m de ancho (fig. 1).

El canto de las vigas metálicas es de 1.800 mm para los puentes isostáticos y de 2.000 mm para los continuos. Se han utilizado vigas cajón para evitar los efectos de pandeo lateral y alabeo por torsión de las alas. De este modo se minimiza el número de diafragmas de arrostroamiento transversal entre vigas, situándolos únicamente en pilas y estribos, y reduciéndose los elementos a ensamblar en obra. Estos diafragmas presentan una llave de cortante inferior que recoge las reacciones transversales procedentes del viento, del sismo y de la fuerza centrífuga en casos de puentes curvos y las transmite a la subestructura.

La losa de hormigón, de 25 cm de espesor mínimo, se proyecta como losa prefabricada en módulos de 2,9 m de longitud. Cada módulo incluye los huecos necesarios para permitir la conexión con las vigas metálicas y el solape longitudinal de la armadura entre los módulos de losa.

El vínculo longitudinal entre tablero e infraestructura se materializa mediante apoyos de neopreno anclados en los

puentes de hasta 3 vanos, y mediante apoyos deslizantes en los puentes de 4 o más vanos.

Debido a la pequeña distancia transversal entre apoyos, todos los aparatos precisan de elementos de fijación vertical.

Las pilas se dividen en dos categorías principales: hormigón armado en puentes con pilas de altura máxima de 20 m y celosía de acero en aquellos casos en que existen pilas de más de 20 m. Las cimentaciones son superficiales o profundas dependiendo de las características geotécnicas de cada zona.

Las pilas de hormigón armado son ejecutadas in situ y se dividen en 2 tipologías de 2.400 × 1.200 mm y 3.000 × 1.500 mm para adaptarlas a los requerimientos de diseño sísmico. Las pilas de mayor sección se utilizan en puentes isostáticos donde el tablero se fija longitudinalmente a la pila. Para mejorar el funcionamiento hidráulico de las pilas se incluyen chaflanes en las esquinas de ambas secciones.

Las pilas metálicas son en celosía de diamante con perfiles tubulares (figs. 2 y 3). Se trata de pilas prefabricadas en segmentos de 5 o 10 m cuyo montaje sucesivo permite ejecutar pilas desde los 10 hasta los 45 m de altura. La sección de los tubos principales es de 457 mm de diámetro.

La estructura metálica de la pila se fija a 4 pedestales de hormigón mediante un anclaje con barras postensadas. Estos pedestales permiten modular la altura final de la parte metálica de la pila a múltiplos de 5 m. La cota superior de estos pedestales está por encima del nivel de aguas de la avenida de diseño, cuyo período de retorno es de 200 años, evitando el contacto de los elementos de acero con el agua de los cauces que salvan los viaductos y garantizando así su durabilidad.

Los capiteles se realizan en sección cerrada de acero estructural. A ambos lados del capitel se disponen ménsulas de canto variable para el soporte de los postes de catenaria (fig. 4). En el caso de las pilas de hormigón se ha dimensionado un sistema de postesado para efectuar la conexión entre la sección metálica del capitel y el fuste de la pila. El sistema de barras postensadas permite asegurar la compresión mínima para evitar el levantamiento del capitel en situaciones sísmicas y de servicio.

De modo general se proyectan dos tipos de estribos: convencionales y huecos. En ambos casos el muro cargadero está formado por 2 pilares de 1,5 × 1,5 m bajo apoyos de viga y un tramo central de 0,5 m. Los estribos huecos se usan en aquellos puentes donde el tablero se fija longitudinalmente al estribo, ya sea mediante aparatos de disipación sísmica o mediante un vínculo mecánico.

2.2. Bases de diseño

El diseño de los puentes se realiza de acuerdo con los Eurocódigos para los modelos de carga LM71 y SW0. Los elevados valores de la velocidad del viento en Etiopía, $v_{b0} = 45$ m/s, fueron también un elemento condicionante para el diseño, principalmente de pilas y cimentaciones.

El acero estructural utilizado para el tablero, los capiteles y los elementos tubulares de las pilas es S355 J2+N.

El canto de los elementos estaba limitado también por el transporte en contenedor, teniendo en cuenta que las vigas se transportan con los pernos de conexión ya soldados. Este motivo

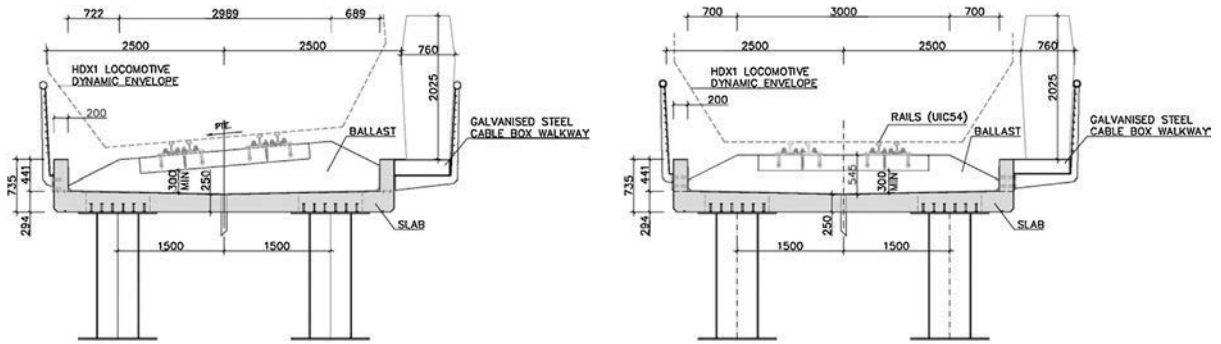


Figura 1. Secciones tipo.

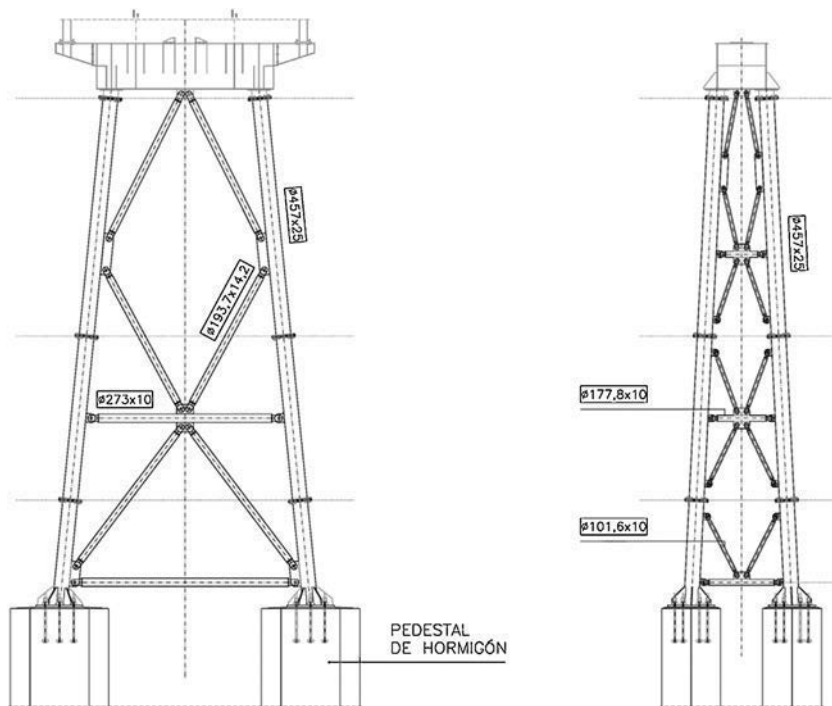


Figura 2. Pilas en celosía metálica.



Figura 3. Montaje de las pilas in situ.



Figura 4. Izado de los capiteles.



Figura 5. Fase de empuje de un viaducto de 8 vanos.

obligó a incrementar la calidad del acero estructural de las alas en los módulos de viga de las secciones de apoyo de los puentes continuos para cumplir los requerimientos de resistencia. En este caso se utilizaron chapas de acero S460 N. Para evitar los trabajos de soldadura en obra todas las uniones entre módulos de vigas se realizan mediante tornillos pretensados de calidad 10.9.

Asimismo, en el caso de las pilas en celosía metálica, las uniones entre los módulos de los perfiles principales se realizan mediante tornillos pretensados de calidad 10.9, mientras que las diagonales y las barras horizontales de la celosía se unen mediante uniones articuladas con bulones, calidad 42CrMo4.

El dimensionamiento de las cimentaciones y el armado de las pilas de hormigón están condicionados principalmente por las acciones sísmicas. En este caso se consideró una aceleración sísmica básica $0,2 \text{ m/s}^2$. En los viaductos más largos se disponen elementos de aislamiento sísmico que permiten un diseño con ductilidad limitada. En el caso de los puentes isostáticos, dada la escasa tradición de mantenimiento estructural del país se optó por un diseño elástico para minimizar las necesidades de reparación en caso de sismo.

2.3. Procedimiento constructivo

El diseño modular se ha basado principalmente en reducir el número de operaciones a realizar in situ prefabricando el mayor número de elementos en el país de origen para luego transportarlos a la zona de proyecto.

Todos los elementos de estructura metálica han sido fabricados en Europa, dejando únicamente las uniones atornilladas para ser ejecutadas en obra.

Las losas de hormigón fueron prefabricadas en Etiopía. En este caso la utilización de elementos prefabricados permite principalmente una reducción de los tiempos de ejecución, puesto que la prefabricación de la losa puede realizarse simultáneamente con el trabajo de construcción de las vigas metálicas en taller. Por otro lado, se elimina la necesidad de encofrados para el hormigonado de la losa.

Los tableros de los puentes cortos han sido izados con grúa, mientras que los viaductos más largos y con pilas de mayor altura se están construyendo mediante empuje (fig. 5).

En el caso de los puentes empujados, con la excepción del primer vano, el resto del tablero es empujado con las losas prefabricadas ya colocadas encima de las vigas (fig. 6). El hormigonado de las zonas de conexión se realiza una vez terminado el empuje, y por este motivo es necesario realizar una fijación temporal para evitar el vuelco de las losas durante el lanzamiento. Esta fijación se realiza mediante la soldadura de ganchos que sujetan la losa prefabricada.

3. Concepto sísmico e interacción vía estructura

El comportamiento de los puentes de ferrocarril en zonas sísmicas es un asunto delicado, dada la necesidad de compatibilizar los requerimientos ferroviarios con un diseño sísmico adecuado.

La interacción vía/estructura tiene un papel importante en el diseño de la infraestructura del tablero. Las normativas UIC 774-3 [1] y EN 1991-2 [2] estipulan un conjunto de recomendaciones para el cálculo de la interacción y definen los criterios a cumplir.

Aparte de la limitación de la tensión en la vía, que solo es de obligado cumplimiento en el caso en que la vía sea continua, existen limitaciones para los desplazamientos horizontales y verticales del tablero debidos a las cargas de frenado y aceleración.



Figura 6. Viaducto de 8 vanos.

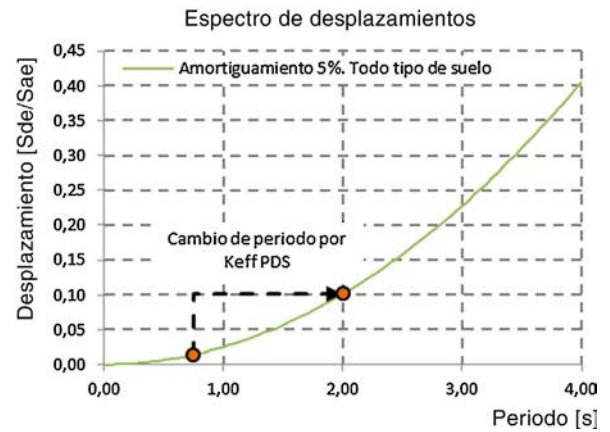
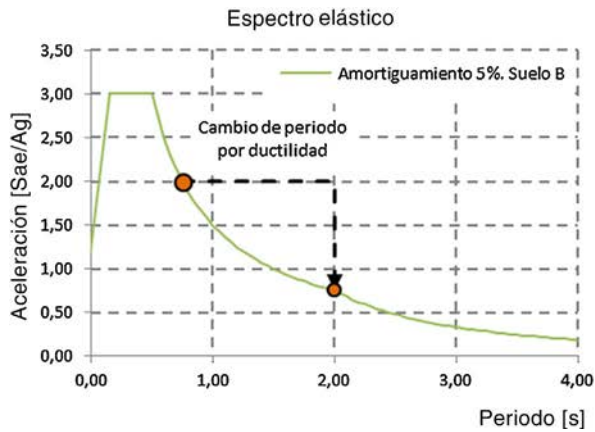


Figura 7. Efecto de la ductilidad en la aceleración y los desplazamientos sísmicos.



Figura 8. Ejemplo de dispositivo sísmico tipo PDS.

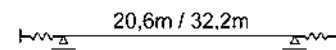


Figura 10. Esquema estructural puentes de 1 vano.

conduciendo, para el sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años), a esfuerzos considerables en esos elementos.

Además, para un sismo de servicio (periodo de retorno de 95 años) la infraestructura tiene que resistir los esfuerzos sin presentar daños significativos (comportamiento elástico). Según la EN 1998-1 [3], la aceleración de cálculo para un sismo de servicio es un 60% de la aceleración de cálculo para un sismo de diseño.

La solución clásica, en puentes de ferrocarril, es dotar las pilas de una resistencia a la flexión suficiente para resistir los esfuerzos de un sismo de servicio, mientras que para un sismo de diseño se permite la formación de rótulas plásticas, que aumentan la ductilidad del sistema. Este incremento en la ductilidad tiene como consecuencia el aumento del periodo natural de la estructura y la disminución de la aceleración y cargas sísmicas. Sin embargo, esta solución presenta dos inconvenientes. En primer lugar, la formación de rótulas plásticas implica daños significativos e inevitables reparaciones. En segundo lugar, el aumento del periodo natural conlleva a un aumento de los desplazamientos, muchas veces no admisibles en puentes de ferrocarril (fig. 7).

La limitación más estricta es el desplazamiento horizontal absoluto, que las normativas [1,2] limitan a 5 mm en el caso que la vía sea continua o que solo tenga una junta de vía en una de las extremidades del tablero. En el caso de que la vía tenga junta de vía en los dos extremos del tablero, esta limitación aumenta a 30 mm.

Estas limitaciones hacen necesario que la infraestructura del tablero (pilas y estribos) tenga una rigidez significativa,

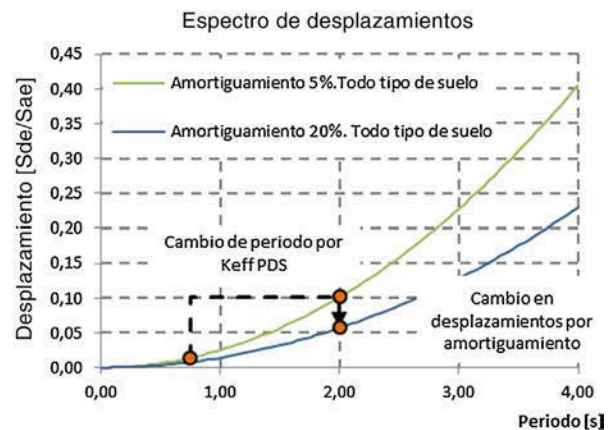
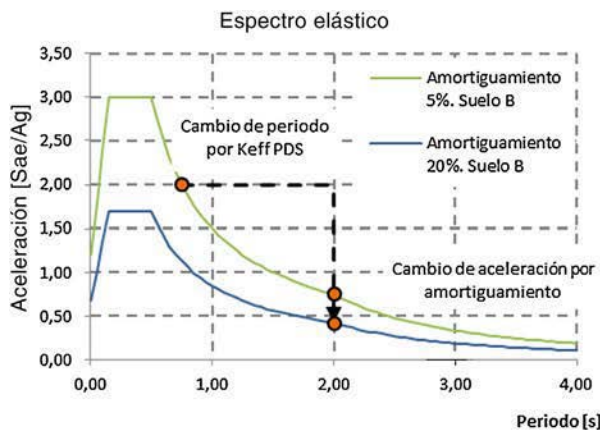


Figura 9. Efecto del amortiguamiento en la aceleración y los desplazamientos sísmicos.

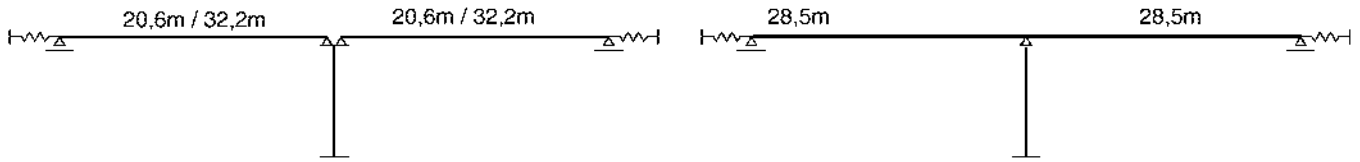


Figura 11. Esquema estructural puentes de 2 vanos.

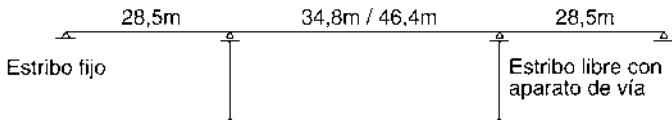


Figura 12. Esquema estructural puentes de 3 vanos.

Las soluciones que se basan en el uso de dispositivos sísmicos especiales, que limitan las cargas transmitidas a los pilares y/o estribos, son cada vez más populares (fig. 8). Existen varios tipos de dispositivos sísmicos en el mercado que, cuando son utilizados en conjunto o por separado, proporcionan las características necesarias para cumplir con los requisitos de las normas [1,3]. El uso de este tipo de dispositivos elimina los inconvenientes de soluciones más clásicas manteniendo las mismas ventajas (fig. 9). Las soluciones basadas en dispositivos sísmicos son extremadamente competitivas, principalmente para puentes largos o localizados en zonas de elevada sismicidad, perdiendo relevancia para puentes cortos o localizados en zonas de baja sismicidad, donde soluciones más clásicas son normalmente más económicas.

En este proyecto, para resistir el sismo longitudinal se han utilizado dispositivos sísmicos o estribos resistentes a impacto, dependiendo de la longitud de los puentes. La resistencia a sismo transversal se materializa con llaves de cortante que vinculan el tablero con las pilas y estribos a través de los diafragmas.

Para puentes de un solo vano, entre el tablero y los estribos existe una holgura de 15 mm para acomodar las deformaciones de servicio (variación de temperatura, etc.). Las fuerzas sísmicas son resistidas en su totalidad por el impacto del tablero con los estribos. Para cumplir los criterios de interacción vía/estructura, una vez que la vía es continua a lo largo del puente, los neoprenos tienen la rigidez necesaria para limitar los desplazamientos debidos al frenado y aceleración a 5 mm (fig. 10).

En los puentes de 2 vanos el tablero está fijo a la pila. Una vez que la vía es continua, la pila tiene la rigidez necesaria para

limitar los desplazamientos de frenado y aceleración a 5 mm. Entre el tablero y los estribos se deja en este caso una holgura de 30 mm que absorbe las deformaciones de servicio. Las fuerzas sísmicas son resistidas en parte por la pila hasta que el tablero impacta con el estribo, momento en que son resistidas por ambos elementos (fig. 11).

Para los puentes de 3 o más vanos las soluciones anteriormente descritas ya no son viables. La longitud —y principalmente la masa— de estos puentes implica un incremento en las fuerzas sísmicas que no puede ser asumido por un estribo convencional.

Así, los puentes de 3 vanos están fijos a uno de los estribos (estribo hueco). La gran rigidez de este tipo de estribo es suficiente para cumplir los criterios de interacción vía/estructura y resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. La vía tiene un aparato de vía en el estribo convencional. Entre el tablero y el estribo convencional existe un intervalo de 30 cm para acomodar las deformaciones de servicio (fig. 12).

En los puentes de 4 a 14 vanos el estribo está conectado a uno de los estribos por dispositivos sísmicos que permiten reducir a la mitad los esfuerzos sísmicos longitudinales respecto a los obtenidos con una solución convencional. Los dispositivos sísmicos utilizados en estos puentes se denominan o *Prestressed Damping Springs* [PDS], producidos por FREYSSINET. Estos dispositivos combinan las ventajas de un amortiguador de fluido viscoso con las de un muelle hidráulico pretensado (fig. 13). Las principales características de los PDS son:

- Reposicionamiento del tablero después de un sismo.
- Funciona como punto fijo hasta que el valor del pretensado es superado.
- Disipa energía, una vez superado el valor del pretensado, por laminación del fluido viscoso.

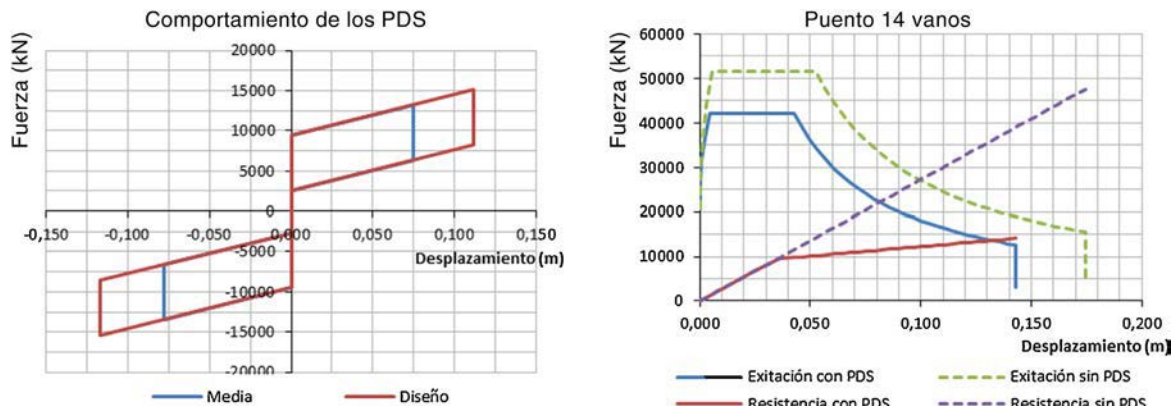


Figura 13. Esquema de comportamiento del PDS y efecto obtenido en un puente de 14 vanos.

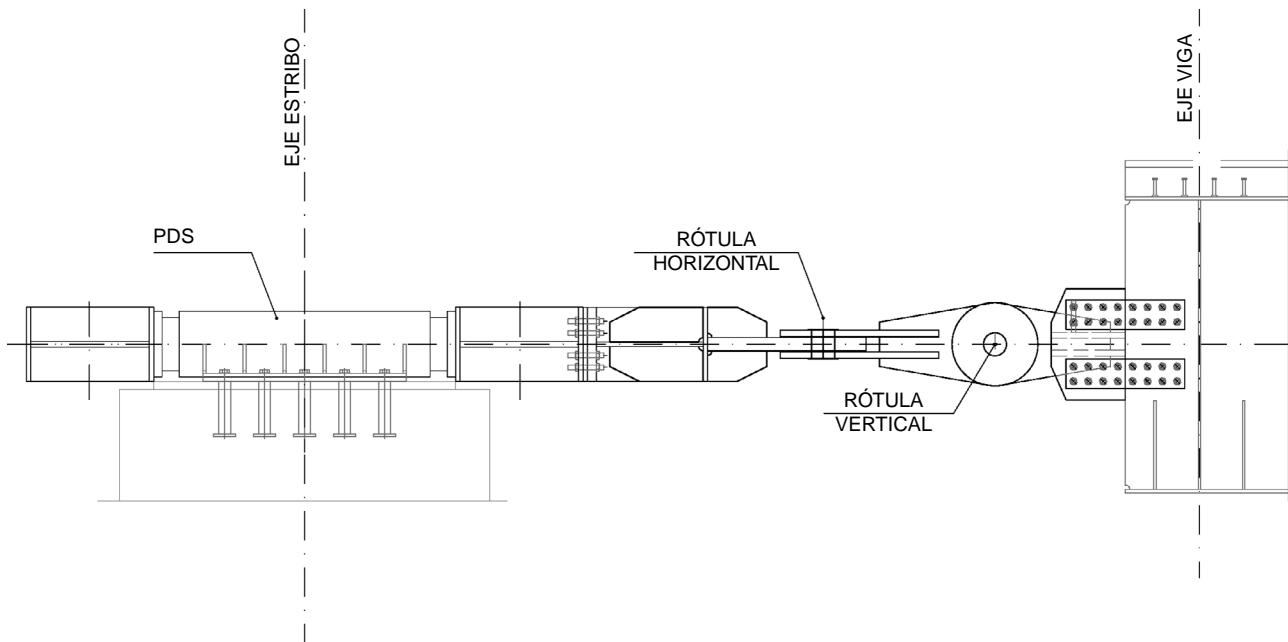


Figura 14. Pórtico metálico y rótulas de unión. Alzado.

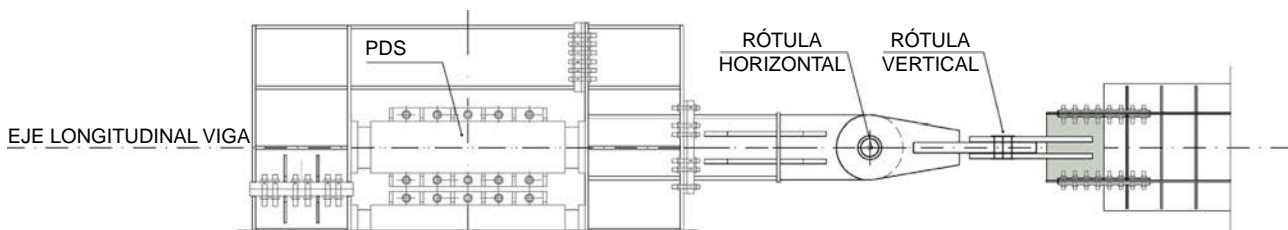


Figura 15. Pórtico metálico y rótulas de unión. Vista en planta.

El número de PDS ha sido definido para que el valor total del pretensado sea superior a las cargas de frenado y aceleración. Los aparatos de apoyo son deslizantes longitudinalmente.

Los dispositivos sísmicos están cogidos por un pórtico metálico. La unión de este pórtico con el tablero incluye 2 rótulas, perpendiculares entre sí, que posibilitan la libre rotación vertical y transversal del tablero (figs. 14 y 15).

4. Conclusiones

El concepto modular de los 59 viaductos ha permitido alcanzar unos niveles de productividad extraordinariamente altos. En este sentido, se ha conseguido un promedio de dos vanos lanzados por semana y de 10 m de pila metálica montada por día. Una gran ventaja de este tipo de construcción reside en la optimización de los medios auxiliares y del personal cualificado necesario para llevar a cabo la construcción.

El uso de dispositivos sísmicos ha permitido optimizar las dimensiones de la subestructura y sus cimentaciones y, por tanto, reducir la producción de hormigón, minimizando los problemas logísticos de construcción que ello conlleva. Por otra parte, han sido gratamente aceptados por Ethiopian Railway Corporation, administración propietaria de la instalación, quien ha visto en ellos una gran oportunidad para el desarrollo y el avance tecnológico de la red ferroviaria del país.

La ejecución de los 59 viaductos empezó en mayo del 2015. Hasta la fecha se han completado 23 viaductos, y otros 13 están al 60% de su ejecución.

Agradecimientos

A la propiedad de la línea, la administración etíope Ethiopian Railway Corporation.

A la constructora turca Yapi Merkezi, a cargo de la construcción de los puentes.

Al taller metálico austríaco Bilfinger, a cargo de la fabricación de los elementos metálicos.

Al equipo de TEC-CUATRO, sin cuya dedicación y energía no habría sido posible el desarrollo del proyecto.

Bibliografía

- [1] International Union of Railways, Track/bridge Interaction, Recommendations for calculations, UIC 774-3, Paris, 2001.
- [2] European Committee for Standardisation, Eurocode 1: Actions on Structures, Part 2: Traffic Loads on Bridges, EN 1991-2, 2003.
- [3] European Committee for Standardisation, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN 1998-1, 2004.

**REALIZACIONES
ESPAÑOLAS
OCHO AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL**

2009

2016

**SPANISH WORKS
EIGHT YEARS
OF STRUCTURAL
ENGINEERING**

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

COLABORAN




Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



ACHE

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

Estudio de la influencia de los principales parámetros que definen un solapo de barras

Study on the influence of the main parameters defining reinforcement lap splices

Ismael Vieito^{a,*}, Fernando Martínez-Abella^b, Javier Eiras-López^c,
Manuel F. Herrador^c y Juan Luis Pérez-Ordóñez^d

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidade da Coruña, Investigador-Contrato F.P.U., A Coruña, España

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidade da Coruña, Catedrático de Universidad, A Coruña, España

^c Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidade da Coruña, A Coruña, España

^d Doctor Ingeniero Informático, Departamento de Ingeniería Civil, Universidade da Coruña, A Coruña, España

Recibido el 28 de marzo de 2017; aceptado el 9 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 21 de junio de 2017

Resumen

En este documento se recogen los resultados de una campaña experimental en la que se han estudiado los principales parámetros geométricos que definen un solapo de barras: diámetro de la armadura, recubrimiento, separación entre barras solapadas y distancia entre familias de barras solapadas. Para realizar esta investigación se recurrió a un ensayo de arrancamiento múltiple, recientemente desarrollado en la Universidad de Coruña, y se planteó una metodología estadística basada en el diseño de experimentos. En estas condiciones, el recubrimiento y la distancia entre familias de barras solapadas se muestran como los factores más determinantes.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Armaduras pasivas; Solapos; Ensayo pull-out; Diseño de experimentos

Abstract

This document shows the results of an experimental work in which the main geometric factors defining lap splices were studied. The diameter of the reinforcement bar, the concrete cover, the gap between the two overlapped bars and the distance between families of overlapped bars were taken into account. The multiple pull-out test, recently developed at the University of A Coruna, was used to perform the experimental work, in combination with a statistic methodology based on the design of experiments techniques. In these conditions, the concrete cover and the distance between families of overlapped reinforcement bars resulted to be the most important factors.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Rebar; Lap splices; Pull-out test; Design of experiments

1. Introducción

Durante la construcción de un elemento estructural es muy frecuente tener que empalmar dos barras según la dirección de su eje, asegurando que se comporten como una única armadura

continua. Esto es así, en algunas ocasiones, por los límites existentes en la fabricación y transporte de las armaduras, y en otras por los condicionantes que impone la ejecución de ciertos elementos, que requieren armaduras de espera entre diferentes fases de hormigonado.

Una unión de este tipo supone un punto singular, y debe garantizarse la correcta transmisión de esfuerzos entre barras asegurando que se resiste la tensión de diseño sin que aparezcan deslizamientos ni fisuras inaceptables. En un empalme por

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: ismael.vieito@udc.es (I. Vieito).

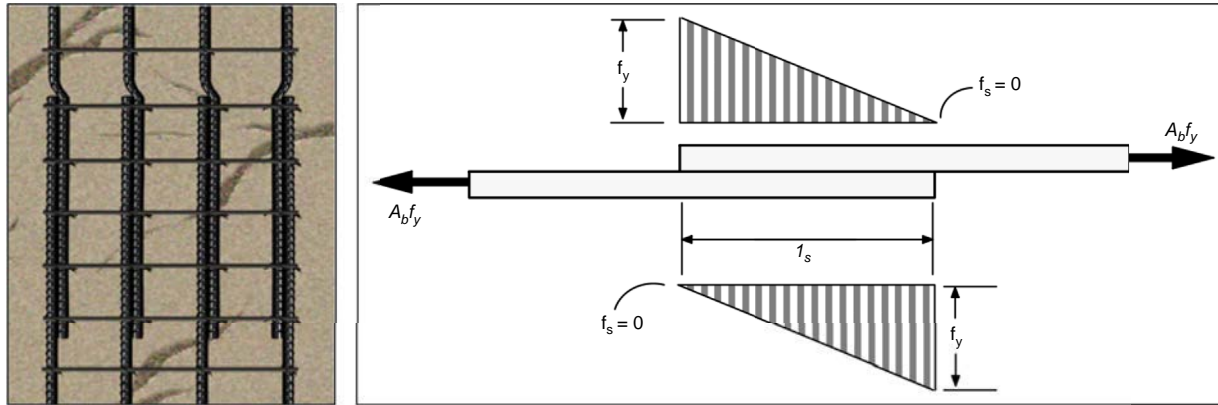


Figura 1. A la izquierda, solape de armaduras. A la derecha, esquema conceptual propuesto por la ACI para explicar la transmisión de fuerzas entre barras solapadas [1].

solape, la fuerza de tracción de una de las barras se transfiere a la otra a través de los mecanismos adherentes que se producen en la zona que constituye el solape. Correctamente dimensionado y ejecutado, un solape crea el efecto de una armadura continua, aunque físicamente existen dos barras diferenciadas (fig. 1).

Los parámetros que determinan el funcionamiento de un solape son esencialmente los mismos que gobiernan el fenómeno de la adherencia entre las barras de acero y el hormigón, recogidos según sus efectos en la tabla 1.

A los anteriores parámetros hay que añadir ciertas variables o factores que no influyen cuando se estudia la adherencia de una barra aislada, entre ellos:

- La separación entre las dos barras que constituyen un solape. Se distinguen así los solapos con contacto (las barras se encuentran unidas en la zona de solape) y sin contacto (están separadas hasta varias veces el diámetro de las barras).
- El número de barras solapadas en una misma sección y la separación entre los solapos.

Al contrario de lo que ocurre cuando se analiza el comportamiento adherente de una única armadura, no existe un ensayo normalizado y comúnmente aceptado para caracterizar los solapos. Por ello diferentes autores y escuelas normativas atribuyen una influencia muy heterogénea a los diferentes factores que definen el fenómeno, encontrándose notables discrepancias con

diferencias de más de un 50% en la longitud de solape calculada para un mismo caso [8].

2. Objetivos

El propósito principal de este desarrollo experimental es determinar la influencia de la geometría de la sección estudiada en el comportamiento adherente de armaduras pasivas solapadas. Por ello, los objetivos particulares de esta investigación son los siguientes:

- Determinar la posible influencia que tiene el diámetro de las barras solapadas. Para ello, se emplearán armaduras de diámetro nominal 12 y 16 mm.
- Estudiar el papel del recubrimiento como uno de los principales factores que afecta al comportamiento de un solape de barras.
- Analizar la influencia de la separación entre las dos armaduras que constituyen un solape. Diversas normativas permiten que se encuentren juntas o con cierta separación [1,9].
- Comprobar si la distancia entre dos familias de barras solapadas presenta influencia en el comportamiento de los especímenes.

3. Programa experimental

Para realizar la investigación se planteó un exhaustivo programa en el que a cada variable estudiada se le asignaron

Tabla 1
Resumen de variables que influyen en el comportamiento adherente

Elemento implicado	Parámetro	Variación	Tensión adh. última
Hormigón	Resistencia a compresión	Aumento	Aumento [2,3]
Hormigón	Resistencia a tracción	Aumento	Aumento [4]
Armadura	Diámetro de la armadura	Aumento	Disminución [1]
Armadura	Área relativa de las corrugas	Aumento	Aumento [5]
Geometría y confinamiento	Posición de hormigonado	Favorable	Aumento [1,3]
Geometría y confinamiento	Recubrimiento	Aumento	Aumento [3]
Geometría y confinamiento	Armadura transversal	Aumento	Aumento [3,6]
Estado tensional	Presiones de confinamiento	Aumento	Aumento [7]
Estado tensional	Esfuerzos cíclicos o de fatiga	Aumento	Disminución [2]

Tabla 2
Principales características de los áridos empleados

Propiedad	Norma	Unidades	Arena 0/4	Gravilla 6/12
Densidad aparente	EN 1097-6:2013	kg/m ³	2,815	2,820
Equivalente arena	EN 933-8:2012	(%)	73	N/A
Absorción 24 h	EN 1097-6:2013	(%)	1,05	0,50
Los Ángeles	EN 1097-2:2010	(%)	N/A	17,71
% finos < 63 μm	EN 933-1:2012	(%)	12,58	0,34

dos valores, ensayando posteriormente todas las posibles combinaciones y comprobando estadísticamente la influencia por separado de cada factor, así como sus potenciales interacciones con otras variables. En los siguientes apartados se describen con mayor profundidad los materiales empleados, el ensayo y la metodología aplicada.

3.1. Materiales

Las barras de armadura empleadas, de acero B 500SD y suministradas por Celsa Group Atlantic con certificado de calidad según UNE 36065:2011, contaban con diámetros nominales de 12 y 16 mm. Se realizaron controles para verificar que no existían defectos reseñables en las corrugas y que las dimensiones externas de la barra se encontraban dentro del rango tolerado.

Los áridos finos y gruesos del hormigón son de origen calizo. Se utilizó una arena AF-T-0/4-C-L y una gravilla AG-T-6/12-C-L, ambas obtenidas por machaqueo de roca lavada y cuyas características se condensan en la tabla 2. Este tipo de árido, mucho menos frecuente en Galicia que el obtenido por procesamiento de granito, consigue minimizar el riesgo de desarrollar enfermedades respiratorias al no presentar apenas sílice libre [10].

Se empleó un cemento CEM II/A-M (V-L) 42,5 R, suministrado por la fábrica de Toral de los Vados de Cementos Cosmos. Se utilizó también el superplastificante de tercera generación BASF MasterEase 3530. La tabla 3 recoge la dosificación empleada.

Con una cantidad de cemento de 400 kg/m³ y una relación agua/cemento de 0,5 se consiguió un hormigón de muy buenas prestaciones y de fácil colocación (consistencia líquida), lo que facilitaba mucho la elaboración de especímenes y reducía la probabilidad de que quedaran defectos en las probetas. En estas condiciones se logró un hormigón con una resistencia nominal de 50 MPa a 7 días, edad a la que se realizaron todos los ensayos.

Tabla 3
Peso seco de los materiales empleados para un volumen de 1 m³

Material	Peso (kg)
Agua	200
Cemento	400
Árido fino 0/4	1.165
Árido grueso 6/12	792
Aditivo	2,54

3.2. Ensayo de arrancamiento múltiple

El ensayo de arrancamiento múltiple constituye una generalización del normalizado ensayo pull-out [11]. Consiste en la aplicación de una fuerza de tracción creciente sobre una familia de barras, solapadas en el interior del espécimen de hormigón a otras cuyo extremo se ancla a un punto fijo. Durante el ensayo se registra la fuerza aplicada a cada barra y el deslizamiento producido en el extremo libre de cada armadura (en la fig. 2, los puntos en los que se mide el deslizamiento son el Up-Left, Up-Right, Down-Left y Down-Right), de forma que es posible obtener las curvas [tensión adherente] – [deslizamiento] para cada uno de los solapos.

La zona de la probeta en la que las armaduras se solapan tiene una longitud igual a cinco veces el diámetro de la barra. Así mismo, en cada extremo de la armadura se inhibe la adherencia en una longitud también igual a cinco veces el diámetro de la armadura, de forma que la longitud total de la probeta de hormigón es de quince veces el diámetro nominal de la armadura. Todas las probetas se elaboraron con las barras en posición horizontal (fig. 3), desfavorable respecto a la adherencia por el riesgo de que queden burbujas de aire ocluido en contacto con la barra.

El ensayo se realiza bajo control por desplazamiento, imponiendo al actuador hidráulico de la máquina de ensayos una velocidad de 0,5 mm/minuto, coincidente en la rama elástica de deformación del acero con la propuesta por la RILEM para el ensayo pull-out de una armadura de 16 mm de diámetro nominal. Se constató experimentalmente que no variaban los resultados al modificarse esta velocidad, por lo que se decidió adoptarla también para ensayar las barras de 12 mm. El ensayo se mantenía hasta producirse el fallo del espécimen, y se registró la rotura con una cámara de alta velocidad (2.000 fps), lo que, unido a un extenso reportaje fotográfico, hacía posible reconstruir el patrón de fisuras y la rotura de las probetas.

En cada solapo de todos los especímenes ensayados se obtienen las curvas [tensión adherente] – [deslizamiento]. La tensión se calculó dividiendo la fuerza registrada entre la superficie adherente de cada armadura, simplificando esta como un cilindro de diámetro el nominal de la barra. El deslizamiento se registra con los transductores situados en el extremo libre de cada barra.

Aunque se tiene constatada una buena correlación entre la tensión de adherencia y la raíz cuadrada de la resistencia del hormigón [12,13], en este estudio se decidió normalizar la tensión de adherencia respecto a la resistencia media del hormigón empleado (50 MPa). Esto es así debido a la mínima diferencia observada en las resistencias obtenidas con respecto a la teórica (siempre inferiores a un 4%) y a que con esta normalización únicamente se buscaba bloquear el efecto de la resistencia sin que se produjera una merma de la precisión numérica del modelo. Para esta labor se fabricaron probetas cúbicas que se rompieron los días de ensayo.

$$\text{Tensión adh. normalizada (MPa)} = \frac{\text{Tensión adh. obtenida (MPa)} \cdot 50 \text{ MPa}}{f_c \text{ amasada a la edad de ensayo}} \quad (1)$$

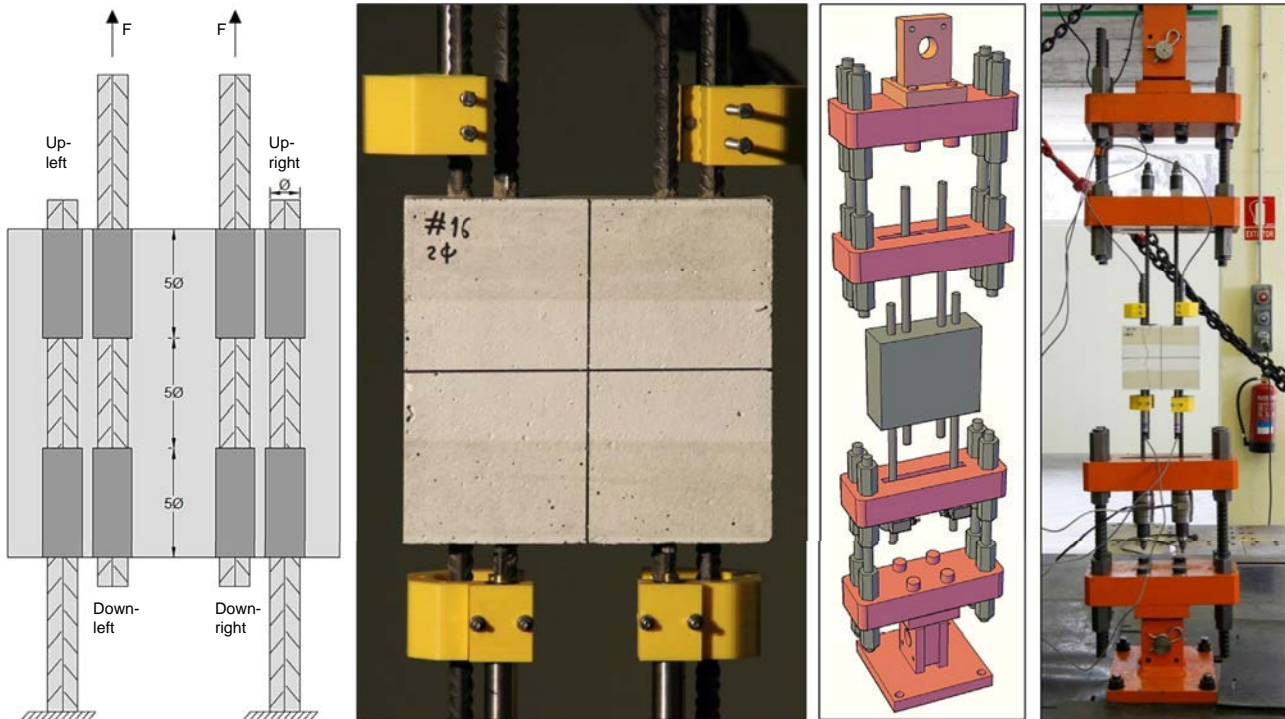


Figura 2. Ensayo de arrancamiento múltiple.

El parámetro de respuesta que se utilizó para elaborar el modelo estadístico y comparar entre familias de probetas fue la tensión de adherencia normalizada según la ecuación (1).

3.3. Metodología estadística y variables de estudio

Para analizar la influencia que tienen las diferentes variables estudiadas se decidió recurrir a un diseño factorial completo, es decir, un diseño en el que ensayan todas las combinaciones de todos los valores que pueden adoptar todas las variables del ensayo. En argot estadístico, el valor que puede adoptar una variable se define como *nivel* y las variables de estudio se denominan *factores*. El efecto de un factor se define como el cambio en el parámetro de respuesta producido por un cambio en el nivel del factor. Aparte de los efectos principales en un experimento pueden obtenerse otros efectos, denominados interacciones, que son la combinación de dos o más factores y que tienen un efecto estadístico sobre la respuesta del experimento.

Otra posible forma de proceder es el tradicional método de bloqueo de variables, que consiste en fijar todas los factores estudiados menos uno, y este último es el que se varía para analizar cómo se modifica el parámetro de respuesta.

Las principales ventajas de los diseños factoriales frente a los diseños basados en el bloqueo de variables son las siguientes [14]:

- Este tipo de diseños son más eficientes, ya que se obtiene más información con el mismo número de ensayos.
- Los diseños factoriales son necesarios cuando se sospecha que puede haber interacciones entre variables, evitando llegar a conclusiones erróneas.
- Los diseños factoriales permiten estimar los efectos de un factor en diversos niveles de los otros factores, aportando conclusiones que son válidas en toda la extensión de las condiciones experimentales.



Figura 3. Encofrados de contrachapado fenólico y zona de adherencia inhibida.

Tabla 4
Factores estudiados y niveles analizados

Factor estudiado	Denominación	Nivel bajo	Nivel alto
Diámetro nominal armadura	Diámetro (ϕ)	12 mm	16 mm
Recubrimiento de hormigón	Recubrimiento	$2\cdot\phi$	$4\cdot\phi$
Separación entre barras de un mismo solapo	Separación	$0\cdot\phi$ (contacto)	$1\cdot\phi$
Distancia entre familias de barras solapadas	Distancia	$2\cdot\phi$	$6\cdot\phi$

Sin embargo, la principal desventaja o inconveniente que presenta este método es el número de ensayos o pruebas necesarias. Así, en el caso general de tener k factores, cada uno de ellos con n niveles, el número de experimentos necesario para realizar un diseño factorial completo es n^k , sin contar posibles repeticiones.

En esta investigación se recurrió a un diseño factorial completo 2^4 donde los $k=4$ diferentes factores estudiados únicamente pueden tener dos niveles, conocidos como nivel bajo y nivel alto (tabla 4 y fig. 4). De cada posible combinación de factores se realizaron tres repeticiones, quedando un total de $3\cdot 2^4=48$ especímenes. De cada ensayo se obtienen datos de tensión de adherencia de 4 barras, por lo que de cada posible combinación se tienen datos de $3\cdot 4=12$ barras. Puesto que alguna probeta ha tenido que ser descartada, finalmente se utilizó el valor de 8 barras de cada posible combinación de factores, descartando los 2 valores menores y mayores. En estas condiciones, el modelo estadístico se alimenta con un total de $8\cdot 2^4=128$ valores, correspondientes otras tantas armaduras solapadas.

4. Resultados obtenidos

4.1. Ajuste del modelo estadístico

Para analizar la gran cantidad de datos obtenida se ajustaron los resultados adquiridos a un modelo de regresión lineal. Puesto que la varianza de los mismos dependía en cierta medida del valor de tensión de cada familia de probetas (con mayor dispersión cuanto mayor era la tensión máxima alcanzada por los especímenes), se recurrió a una transformación Box-Cox de tipo logarítmica ($\lambda=0$) para estabilizar las varianzas y obtener un mejor ajuste [15].

En la figura 5 se aprecia que los residuos de ajuste (diferencias existentes entre el valor observado y el valor predicho por el modelo de regresión) están agrupados alrededor del cero, ajustándose bien a una distribución normal de media 0. En la gráfica de probabilidad normal se observa que de los 128 valores únicamente 7 se alejan un poco de la recta normal, por lo que se puede concluir que el ajuste del modelo es satisfactorio.

En estas condiciones, el modelo ajustado queda de la siguiente forma:

$$\ln(\tau) = 1,1040 + 0,2034D + 0,09060R + 1,5036S + 0,08222\emptyset + 0,03477DR - 0,2896DS - 0,01834D\emptyset - 0,05096RS - 0,09892S\emptyset + 0,01978DS\emptyset \quad (2)$$

En la ecuación (2) τ es la tensión adherente máxima, \emptyset el diámetro de la barra de armadura, R el recubrimiento de hormigón, S la separación entre barras solapadas y D la distancia entre familias de barras solapadas. El modelo mayoritariamente emplea términos de primer y segundo orden, ya que gran parte de los términos de mayor orden han podido eliminarse al tener muy poca influencia, simplificando notablemente la ecuación obtenida. El coeficiente R^2 del modelo que proporciona la ecuación (2) es 0,9828.

4.2. Influencia de los parámetros principales

Al ajustar los datos obtenidos a un modelo de regresión es posible analizar la influencia de cada factor y las interacciones entre los mismos (términos del modelo estadístico).

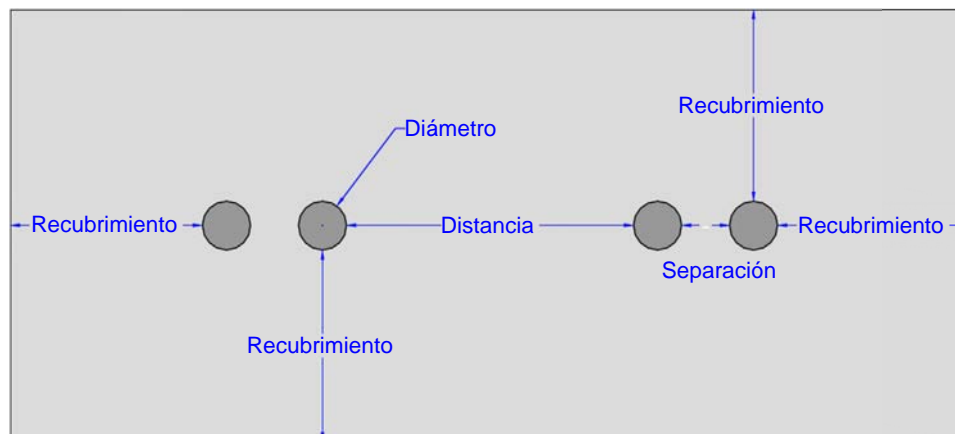


Figura 4. Sección transversal de la probeta y factores del modelo.

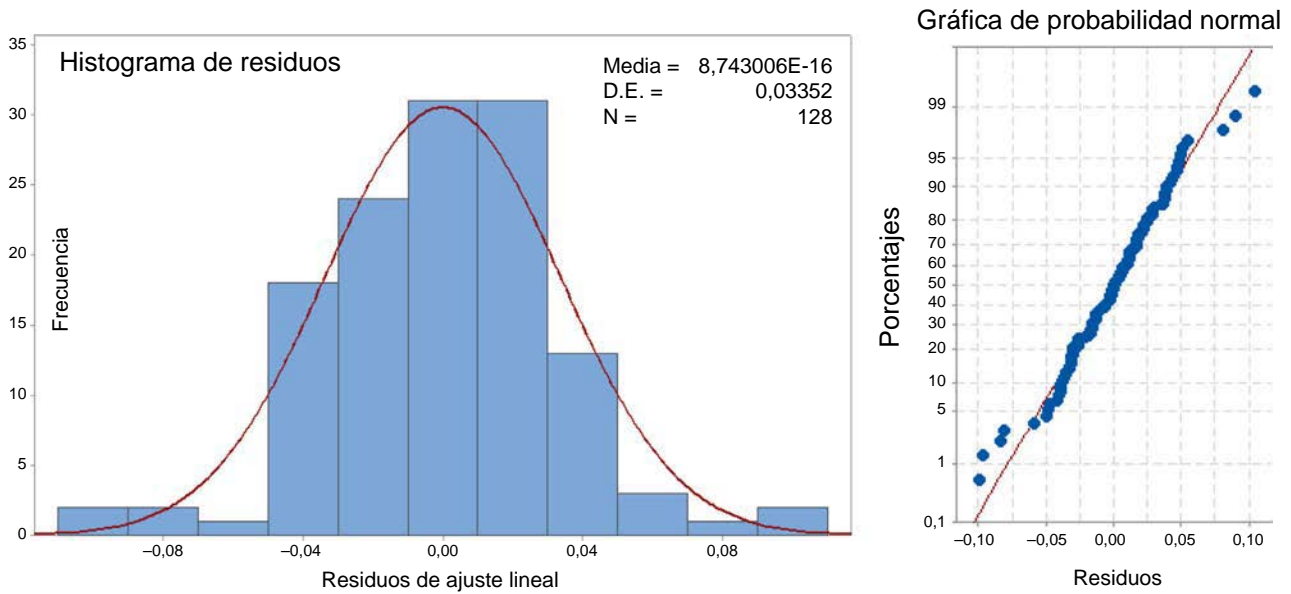


Figura 5. Ajuste de los datos al modelo estadístico.

En el gráfico normal de efectos estandarizados (fig. 6, izquierda), cuanto más alejado se encuentre un término de la recta representada, mayor influencia tiene este en la respuesta (tensión adherente). Así mismo, los términos que se sitúan a la izquierda tienen efecto negativo (reducen la respuesta) y los términos que se sitúan a la derecha producen un efecto positivo (aumentan la respuesta). El recubrimiento y la distancia entre familias de barras solapadas son los términos cuyo aumento más incrementa la tensión adherente, mientras que la separación entre barras solapadas es el término cuyo aumento más la reduce. Nótese que el diámetro (término D en los gráficos) está situado sobre la recta, por lo que, por sí mismo, no tiene influencia en la tensión adherente. En el diagrama de Pareto (fig. 6, derecha) se aprecia claramente la irrelevancia que tiene el diámetro de la barra como efecto principal. No obstante, en combinación con la distancia entre familias de barras solapadas

sí presenta influencia en la respuesta. Esto indica que su efecto depende del nivel en el que se encuentre otro factor (interacción).

Al estudiar el valor predicho por el modelo de regresión para las tensiones de adherencia en el momento de la rotura (fig. 7), se constata de nuevo que el recubrimiento es el factor más importante. Al crecer la distancia entre familias de barras solapadas también aumenta la tensión adherente, mientras que al hacerlo la separación entre barras solapadas se produce una disminución de dicha tensión. La influencia del diámetro de la armadura es mínima.

4.3. Interacciones entre parámetros

En un gráfico como el de la figura 8, dos rectas paralelas indican que no existe interacción entre factores. Por el contra-

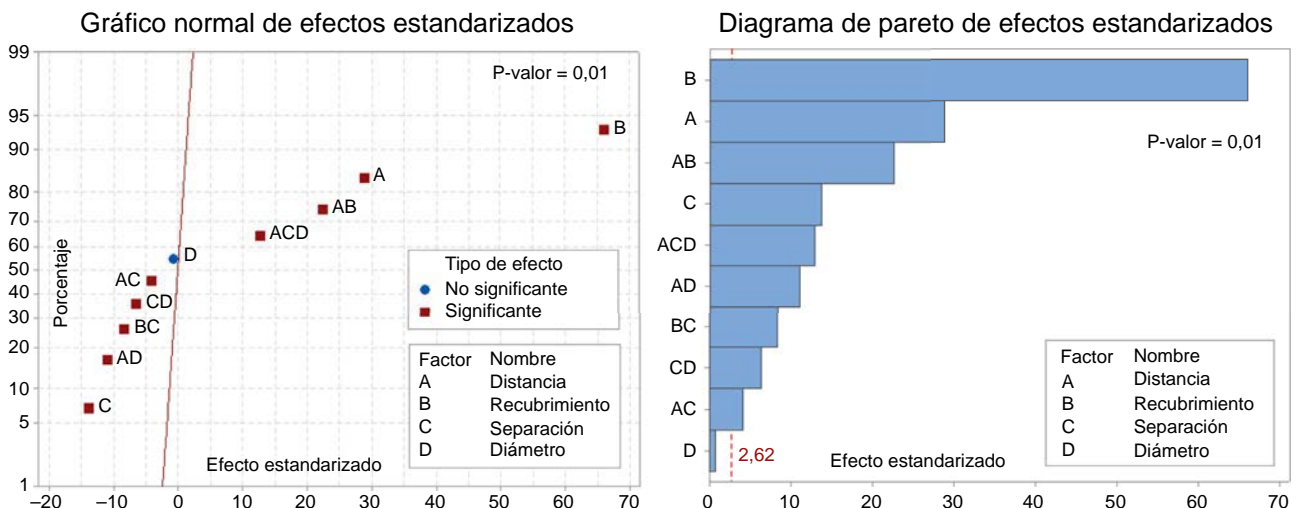


Figura 6. Influencia de los diferentes términos del modelo en el valor predicho de las tensiones.

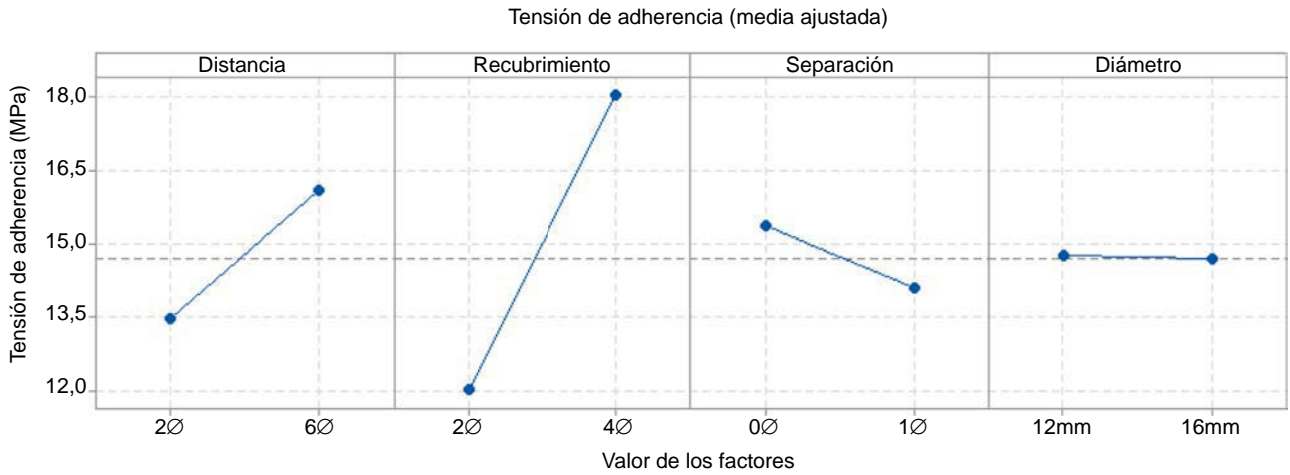


Figura 7. Valor medio de las tensiones adherentes máximas predicho por el modelo estadístico.

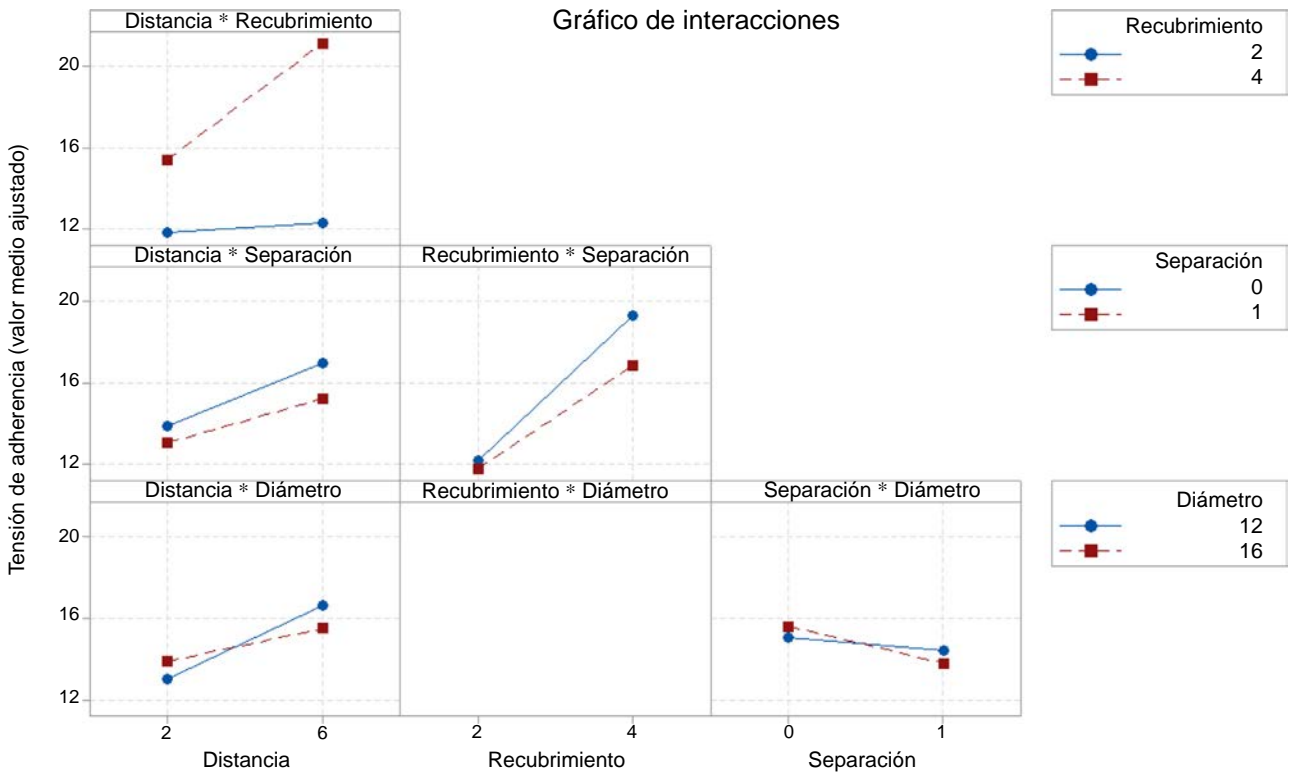


Figura 8. Gráfico de interacciones del modelo.

rio, a menor paralelismo, mayor interacción se producirá entre los factores que definen el modelo, lo que se traduce en que la influencia de un factor depende del nivel en que se encuentre otro. En el gráfico de interacciones del modelo ajustado (fig. 8) se pone de manifiesto que la mayor interacción se produce entre los factores *distancia* y *recubrimiento*, algo que se observaba en la figura 6. Así, cuando el recubrimiento es igual a dos veces el diámetro de la armadura, la distancia a la que se encuentren las familias de barras solapadas tiene muy poca influencia en la tensión de adherencia. No obstante, al aumentar el recubrimiento hasta 4 veces el diámetro de la barra, la mayor distancia entre familias de barras solapadas aumenta notablemente la tensión de

adherencia (subgráfico Distancia · Recubrimiento). La explicación a este fenómeno puede radicar en la gran importancia que tiene el recubrimiento en el comportamiento de la probeta, de forma que cuando este es bajo actúa como factor limitante. Nótese que en la figura 8 falta la interacción Recubrimiento · Diámetro, ya que este término se pudo eliminar de la ecuación del modelo (2).

5. Conclusiones y trabajo futuro

El ensayo y la metodología estadística empleados en esta investigación se han mostrado como herramientas muy útiles y

potentes para estudiar los solapes a tracción. Se constata que el recubrimiento es un parámetro esencial, aumentando notablemente la tensión de adherencia al crecer aquel, y actuando como factor limitante cuando su valor es reducido. Aumentar la distancia entre familias de barras solapadas también incrementa la tensión de adherencia desarrollada, mientras que al crecer la separación entre las barras solapadas se produce una disminución de la adherencia. Finalmente, el diámetro nominal de las armaduras, para los valores estudiados (12 y 16 mm), tiene un efecto casi despreciable.

El trabajo futuro abre grandes posibilidades. El siguiente paso lógico es incluir en el modelo la presencia de armadura transversal y de confinamiento. Cabe señalar que el modelo estadístico desarrollado es fácilmente escalable si se añaden nuevas variables, no siendo necesario repetir los ensayos realizados y bastando con añadir los nuevos datos y reajustar el modelo.

Financiación

Esta investigación ha sido posible gracias a la ayuda del Ministerio de Educación, Cultura y Deporte a través de su programa para la Formación de Profesorado Universitario, y al Proyecto BIA2015-64672-C4-2-R, financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER).

Agradecimientos

Los autores muestran su agradecimiento a Cementos Cosmos, S.A. y a Basf Chemical España, S.A. por aportar el cemento y los aditivos necesarios.

Bibliografía

- [1] American Concrete Institute, Aci-318S-08, 2008.
- [2] CEB Task Group 2.5, fib Bulletin 10 - Bond of Reinforcement in Concrete: State-of-art report, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, 2000.
- [3] Fib - Special Activity Group 5, Model code 2010, 2011.
- [4] N. Krstulovic-Opara, K.A. Watson, J.M. LaFave, Effect of increased tensile strength and toughness on reinforcing-bar bond behavior, *Cem. Concr. Compos.* 16 (1994) 129–141.
- [5] D. Darwin, E.K. Graham, Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars, *Ací Mater. J.* 90 (1993) 646–657.
- [6] G. Campione, C. Cucchiara, L. la Mendola, M. Papia, Experimental investigation on local bond-slip behaviour in lightweight fiber reinforced concrete under cyclic actions, en: 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 2087, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [7] R.E. Untrauer, R.L. Henry, Influence of normal pressure on bond strength, *J. Proc.* 62 (1965) 577–586.
- [8] D. Darwin, Tension development length and lap splice design for reinforced concrete members, *Prog. Struct. Eng. Mater.* 7 (2005) 210–225, <http://dx.doi.org/10.1002/pse.206>.
- [9] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [10] Instituto Nacional de Silicosis, Silicosis y otras neumoconiosis, Ministerio de Sanidad y Consumo, Madrid, 1999.
- [11] RILEM TC, RC 6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test. En: Rilem (Ed.), RILEM Recomm. Test. Use Constr. Mater., E & FN SPON, 1983: pp. 218-220.
- [12] R. Tepfers, A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars, Chalmers University of Technology, 1973.
- [13] C.O. Orangun, J.O. Jirsa, J.E. Breen, The strength of anchor bars: A reevaluation of test data on development length and splices, *J. Am. Concr. Inst.* 74 (1977) 114–122.
- [14] H. Gutiérrez-Pulido, R. de-la-Vara-Salazar, Análisis y diseño de experimentos, 2003, México D.F.
- [15] G.E.P. Box, D.R. Cox, An analysis of transformations, *J. R. Stat. Soc.* 26 (1964) 211–252.

Structures with chloride attack. Application of cathodic protection in the bridge to Illa de Arousa

Estructuras con ataque por cloruros. Aplicación de la protección catódica en el puente a la Illa de Arousa

José Antonio Becerra Mosquera^a, José Enrique Pardo Landrove^b, José Manuel Millán Pérez^c,
Diego Carro-Lopez^{d,*}

^a General Manager, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Neto Ingeniería, Spain

^b Head of Road Safety and Maintenance, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Xunta de Galicia, Spain

^c MSc Chemistry, Technical Manager, Galaicontrol, Spain

^d PhD, MSc Civil Engineering, Associate Professor, Universidade da Coruña, Spain

Received 31 March 2017; accepted 12 May 2017

Available online 21 June 2017

Abstract

The bridge of this project is a reinforced concrete structure of 1980 m divided in 40 spans. The deck is a single-cell box girder and a total width of 13 m including sidewalks and shoulders. After 25 years in marine environment, the structure showed reinforcement corrosion, especially in piles and deck bottom.

It was repaired with four types of intervention: conventional reparation with patches, corrosion inhibitors, cathodic protection with sacrificial anodes and an hybrid cathodic protection system with an initial impressed current and galvanic current. In this research it is described the refurbishment and comparative results of the evolution of the repairs and therefore data of the corrosion progression and its effect in service life. The hybrid system, by the moment, is the system with the best results.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cathodic protection; Structure repair; Corrosion; Chloride attack

Resumen

El puente de este proyecto es una estructura de hormigón armado de 1.980 m dividida en 40 tramos. La cubierta es una viga de cajón unicelular y tiene una anchura total de 13 m, incluyendo calzadas y aceras. Después de 25 años en un entorno marino, la estructura mostraba corrosión de las armaduras, especialmente en pilares y base de plataforma.

Se reparó con cuatro tipos de intervención: reparación convencional con parches; agentes anticorrosivos; protección catódica con ánodos galvánicos, y un sistema de protección catódica híbrido con una corriente impresa inicial y una corriente galvánica. En esta investigación se describe la remodelación y los resultados comparativos de la evolución de las reparaciones y, por tanto, los datos de la progresión de la corrosión y su efecto en la vida útil. De momento, el sistema híbrido es el que presenta los mejores resultados.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Protección catódica; Reparación de estructuras; Corrosión; Ataque por cloruros

1. Introduction

The bridge of this research links the island of Arousa with the coast of Galicia in the NW of Spain. It is a reinforced

* Corresponding author.

E-mail address: diego.carro@udc.es (D. Carro-Lopez).

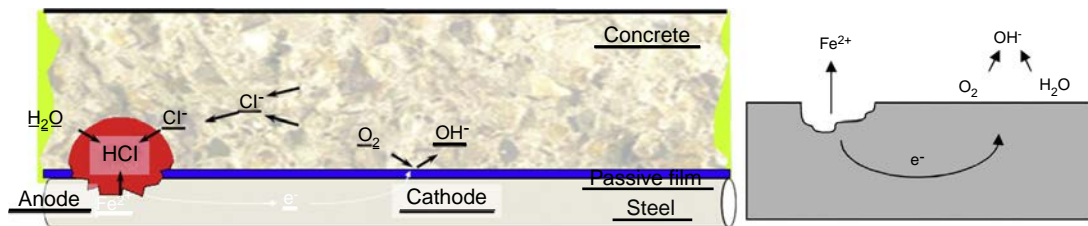


Figure 1. Chloride attack in reinforced concrete and corrosion of iron schemes.

concrete structure, planned and executed in the mid-eighties of the twentieth century (year of commissioning: 1985).

The bridge is 1980 m long and it was designed in a circumference of 2.5 km radius. It consists of 40 spans, 38 of which are 50 m span, while the 2 ends with 40 m span. It includes joints only in the two brackets.

The deck consists of a single box girder, 2.3 m height, with two transversal projections. The total width of the roadway is 13.00 m, divided into two sidewalks of 1.50 m, two shoulders of 1.5 m and two lanes of 3.5 m.

The bridge was inspected and it was decided that it was required a full intervention. The pathologies detected were: corrosion damage in deck and piles, shear cracks and of compatibility in the deck, some nests of gravel in piles and abutments, corrosion of the bearing plates, corrosion due to deficient surface drainage, deterioration of neoprene pot bearings, and damage in lighting boxes.

The structural condition of the bridge was good with some problems of durability, that was expectable considering the elapsed time from construction and the aggressiveness of the marine environment. This ambient saturated with chloride ions (Cl^-) produced corrosion of the reinforcement in some areas. Although this attack does not affect the structural safety, there are large areas damaged visible at plain sight that affects the aesthetics of the bridge.

Within the field of concrete repair, the usual treatment is to apply localized repairs in the concrete. This technique was applied with satisfactory results. However, given the aggressiveness of the ambient, it was decided to use also cathodic protection methods in conjunction with the localized patches repair [1].

2. Corrosion of reinforced concrete

2.1. Corrosion fundamentals

Corrosion is defined as the deterioration of a material under attack by an electrochemical environment [2]. More generally, it can be understood as the general tendency of material to find its most stable or lower internal energy form. Provided that the corrosion is caused by an electrochemical reaction (oxidation), the rate at which occurs will depend to some extent on the temperature, the salinity of the fluid in contact with the metal and the properties of the metals in question [3].

There are major differences between what is known as generalized corrosion and corrosion by chlorides. In the case of chloride corrosion, the chlorine acts as a catalyst for the

reaction, causing it to accelerate at certain points producing what is named pit corrosion [4].

Chloride corrosion, which is generated from a reaction in chain, is usually located in a very limited area of the steel. This is started by the precipitation of particles of hydrochloric acid in that area, the acid dissolves the metal and accelerates the electrochemical reaction (Fig. 1). This phenomenon causes pathology in certain areas of the steel, with a very focused attack in the pit point. This makes it difficult to detect and there is abundant casuistry of failure of structures due to this type of corrosion.

2.2. Chloride attack in reinforced concrete: repairing methods

There are several repair systems that have traditionally been used with corroded reinforced concrete with chloride attack [5]. However, the technology has evolved with the experience and the monitoring of the evolution of the repaired structures:

- Conventional reparation in patches. This is the most traditional repair system. It consists of the clean up of the affected areas, uncovering the rebar and applying new mortar to restore the affected area to its original state. This is the fastest and most economical repair option. In case of severe corrosion, this type of repair can produce new corrosion in the perimeter of the repaired area (Fig. 2). Also, there is a “radial expansion” over time. This phenomenon is known as incipient anode.
- Repair with mortar with corrosion inhibitors. A breakthrough to conventional patch repair is the use of hydraulic mortars modified including migratory corrosion inhibitors. These are polymeric products, which create a protective film around the steel; with this, there is a reduction of the possibility of corrosion by chemical attack. The fact that they are migratory products makes these able to penetrate into the concrete mass located on the perimeter of the patch. The distance that these products can penetrate in the concrete mass is based on Fick’s law.
- Cathodic protection with anodes of sacrifice. This method uses the knowledge of the scheme corrosion of steel in reinforced concrete, and in particular, the scheme of chloride attack. It applies sacrificial anodes in the perimeter of the repair; with this it prevents the creation of incipient anodes in the outside of the repair patch. Also, it is in compliance with the electrochemical scheme already established in the steel rebars. As stated previously, the corrosion of the sacrifice metal itself is at the same time, protecting the adjacent steel (Fig. 3). This is because the corrosion acidification leads

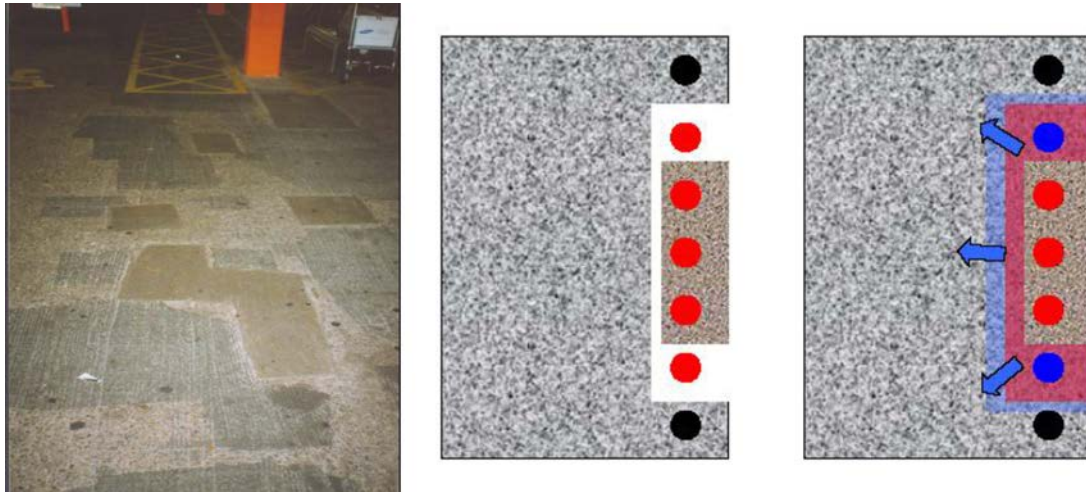


Figure 2. Examples of patch repair and repair with mortar with corrosion inhibitors.

to the re-alkalinization of the contiguous steel, protecting it thanks to the hydroxyl groups that migrate to these areas. This is the principle of cathodic protection, allow controlled corrosion (in this case the anode, not the steel bars), and the re-alkalinization and protection of steel in the vicinity of the anode.

- Cathodic protection with impressed current. Impressed current protection is another example of cathodic protection. The technique of impressed current is the use of an external power distributed by wiring to the entire structure and including a network of titanium anodes. With this it is achieved a distributed protection along the whole structure by means of the re-alkalization produced around the steel.

3. Structural repair of the bridge of Illa de Arousa

The motivation of the repair project was to accomplish the structural repairs that would allow extending the service life of the bridge. The intervention is divided into two parts: the deck repair and the reparation of piles. The division is made not only by the difference in the types of elements, but also by the different degrees of aggression that have the affected areas and treatments needed to be performed.

The sanitizing carried out in the damaged areas was performed with two methods, one manually by chipping hammer and the other by hydro-demolition machine, which proved to be

the most effective method, both produced acceptable quality and cleanliness of the demolish (Fig. 4).

The repair system applied was one of cathodic protection of the steel structure. The type of cathodic protection selected was sacrifice anodes of zinc. This metal, thanks to its lower galvanic potential draws to itself the aggressive agents (chlorides and oxygen). Furthermore, this metal presents another useful feature, when oxidized it does not suffer a significant increase in volume (this is the biggest problem of corrosion of reinforcing steel embedded in concrete, which increase about 6–10 times its volume when oxidized).

One of the decisions taken at the beginning of repair, given the volume of work that had to be faced, was to use various products and patents on the market in time. This permitted to evaluate each of the products efficiency and applicability.

3.1. Repairs in the deck

The major structural repairs on the deck were of a greater magnitude in areas close to the supports of the piles, at the junction flange-web of the deck and the junctions between vertical sides and the bottom of the girder.

It was detected that many existing corrosion problems had been caused by defects in the concrete placement. In addition, in the project of the bridge it was established to use continuous plastic along the rebars. This type of spacer for reinforcing bars

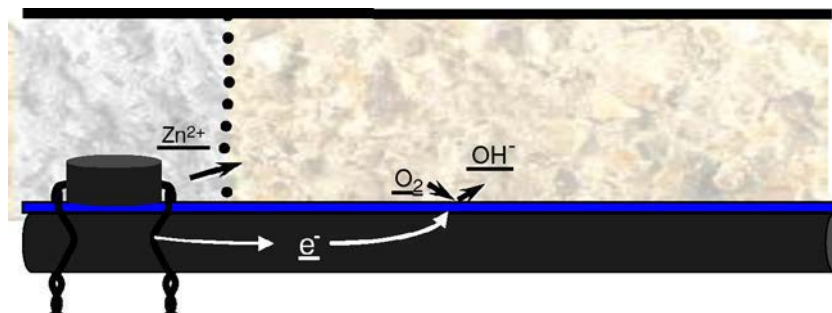


Figure 3. Example of sacrificial anodes protection.



Figure 4. Techniques of demolition of damaged areas of the deck.

was a novelty at the time and it favoured substantially the entry of aggressive agents more directly and quickly (Fig. 5).

The repair was carried out on the deck consisted of sanitizing each damaged area, replacement of steel in areas where the loss of section was excessive (Fig. 6). After this, placing discrete zinc anodes in the area of repair, next the application of thixotropic mortars. And finally, the entire surface of the deck (repaired and unrepaired areas) was painted with a special anti-chloride paint.

3.2. Repair of the bridge piles

The area of the piles the area of tidal and splash zone and therefore suffered a much higher risk of corrosion. In the project it was indicated the need of cathodic protection as in the deck but with a different approach. After inspection, it was clearly observed the need for a global repair instead of repair by batches as was performed in the deck.

The repair of the piles was structured and planned as follows:

- Conservation of one of the piles with conventional repair and without cathodic protection. This will serve as reference and permit comparison for the deterioration of the bridge without cathodic protection.
- Conventional repair + cathodic protection jacket system (Fosroc). This system consists of placing some jackets of fibreglass mesh + zinc batteries. Filling the gap between the pile and the jacket with a special concrete that allows the current flowing between the mesh of zinc and the reinforcement (Fig. 7). This

system was used in a limited group of piles because of the difficulties of the works in the areas hit by the sea. All circuits for the reinforcement and the zinc anodes was conducted to the deck and connected in electric boxes protected inside de girder box. This makes monitoring over time easy.

- Conventional reparation + cathodic protection system with the hybrid system (CPT). The functioning of this technique stems from the introduction of sacrificial anodes in small holes in the structure and all embedded in a mortar of activation. The arrangement of sacrificial anodes was made based on a grid designed according to the detected damage and location relative to the different zones: tidal, splash, etc. These anodes are connected through titanium wire that closes the circuit against reinforcement steel bars, which in turn are connected in a connection box within the board for later supervision (Fig. 8).

The network of anodes and wiring permits the application of impressed current for a short period of time. This was performed initially after the repair works, however it can also be applied after a period of time since the intervention with a similar effect. What is seek is to produce the re-alkalization of the structure, with the consequent prevention of chloride attack. This delayed treatment would be possible simply using external batteries and for a very short period of application, between 1 and 2 weeks. Thereafter the system is disconnected from the battery, starting its operation as conventional sacrificial anodes. The new electrochemical equilibrium starts from steel in a substantially



Figure 5. Affected areas of the bottom of the concrete girder.



Figure 6. Details of the repairing procedure (sacrifice anodes, application of mortar patches and final painting).



Figure 7. Repair of the piles with the Fosroc jackets.



Figure 8. Repair of the piles with conventional technique and CPT cathodic protection.



Figure 9. Detail of a connection box and the procedure of measurement of the voltage.

improved situation from its initial point due to the process of re-alkalization and previous chloride extraction technique.

3.3. Control of corrosion evolution

As mentioned above, the repair performed included innovative solutions in many aspects, which include monitoring by monitor the cathodic protection. It is possible to measure the connections between the sacrifice anodes and the steel reinforcement, they are accessible in boxes for collecting data that allows the tracking of the installed systems (Fig. 9).

The monitor is designed to take data selectively from different areas of the bridge (north side, south side, splash zone, tidal zone). In this way, it is planned a detailed monitoring of the installed systems. It would permit to compare different electric consumption in the cathodic protection of the different zones depending on the aggressiveness of the areas.

4. Results of the evolution of the corrosion

The follow-up visits have produced extensive measurement campaign data. This enables to assess the correct behaviour of the cathodic protection. Ensuring that they fulfil the criteria established by UNE 12696: 2000 and EN 12696 [7]: 2012. Also, it has been made, in first instance, corrosion potential measurements according to ASTM C876-09 [8]. In Fig. 10 are

represented results of pile potential in different areas of the bridge repair.

In the displayed graphic is observable the different behaviours on different cathodic protection systems employed in the repair of the bridge. As we can see in the case of pile 1, where it was performed a conventional repair, the corrosion potentials were after two years of the repair, below -350 mV. With the predefined criterion of corrosion (less than -200 mV), we would be in a case of highly probable corrosion [6].

In the case of the pile 14, in which it was used the system of discrete anodes with CPT hybrid cathodic protection, we see as a major change in the corrosion potentials, led by the first contribution impressed current applied at the initial time [9]. We see potential are above -200 mV almost from the start, and the trend is almost horizontal with over the years.

The next case is the one of pile 18. In this pile it was used for galvanic protection the system of Fosroc GRP shirts that were covered with zinc anodes. In this case, the corrosion potentials have a different behaviour than the CPT system. As it can be seen, in this case the corrosion potentials increase rapidly after the repair work. With time, the protection system becomes more positive, slowly coming closer to the values given by the CPT system values. The fundamental difference is that this system does not give an initial contribution of impressed current, so that the potential of corrosion of steel are essentially the same as existed prior to the repair. Over time, the potential becomes

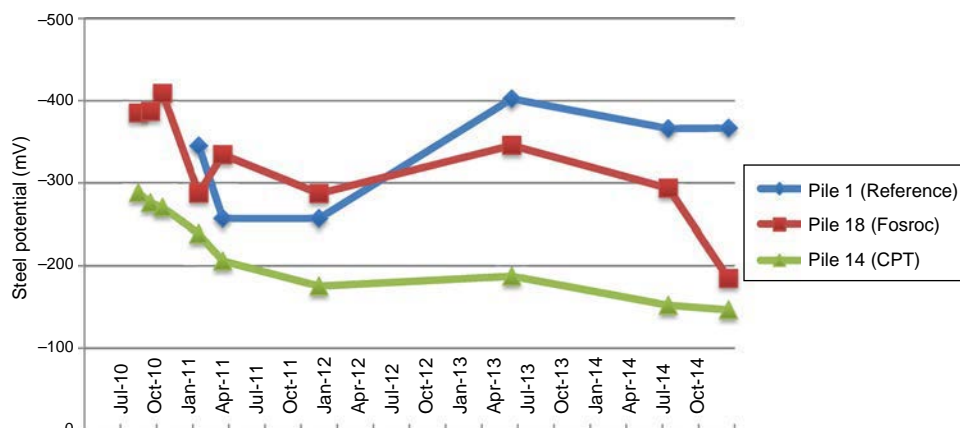


Figure 10. Results of the evolution of the pile potential (V) in the period 2010–2014.

increasingly positive; turning to over -200 mV positive values, which indicates almost certainly the passivity of steel in reinforced concrete.

5. Conclusions

The paper summarizes the most common repair techniques used for repair of reinforced concrete problems with reinforcement corrosion due to chloride attack.

Among the major repair techniques used, they were discussed the following:

- Conventional repair by patches. This is the traditional solution. It consists of the sanitizing of the affected areas, uncovering the steel bars and applying a mortar to restore the affected area to its original state. This is the fastest and most economical repair option. However it is not effective in the long term, it can produce corrosion in the surroundings of the repaired zone.
- Corrosion inhibitors. A breakthrough to conventional patch repair is the use of hydraulic mortars modified with migratory corrosion inhibitors (MCI type). These are polymeric products that create a protective film around the steel that reduces the possibility of chemical attack.
- Cathodic protection with sacrificial anodes. The main problem posed by the conventional patch repair is the emergence of the phenomenon known as “incipient anodes”. This is the onset of corrosion phenomena in the perimeter of the repair once this. The option of placing sacrificial anodes on the perimeter of the repair avoids creating incipient anodes. This is the principle of cathodic protection, essentially produce corrosion (in this case focused and limited to the anode, not to the steel), and as side-effect the re-alkalinization and protection of the steel in the vicinity of the anode.
- Hybrid Cathodic protection with impressed current. This technique uses an external power distributed by wiring to the entire structure, as result, it induces the corrosion of sacrificial anodes protecting the reinforcement steel that behaves as cathode. It is achieved thereby an even distribution of protection along the whole structure and also it is provided with the re-alkalization around the steel.

Among the techniques used in the project Repair Repair Bridge Illa de Arousa, it was used primarily cathodic protection

with sacrificial anodes on the deck (using galvanic current), and in the piles it was chosen to perform a test with the different protection systems. In this case, one of the piles was repaired with the conventional repair, to serve as control of the evolution of the corrosion over time. The result after a few years of this repair indicates possibility of corrosion due to the values of electrochemical potential measured.

For the rest of systems analyzed, we see the “CPT” hybrid system presented very favourable results from the beginning. The first phase of impressed current represents an advantage over other systems, the values of potential achieve higher values (above -200 mV) faster than the Fosroc system. In this system, although corrosion potentials take longer to get in than -200 mV values (which is the barrier taken as synonym for passivity of steel in concrete), it does not mean that the system is not working. The trend of the potential indicates that the system is operating, and there are more forms of assessment and other measurement techniques to make these checks.

References

- [1] J. León González, F. Prieto Aguilera, Rehabilitación del puente de acceso a la isla de Arosa, in: ACHE (Ed.), V Congr. ACHE, Barcelona, 2011, <http://e-ache.com/modules/smartsection/item.php?itemid=126>
- [2] J.A. González Fernández, *Corrosión en las estructuras de hormigón armado: fundamentos, medida, diagnosis y prevención*, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid, 2007.
- [3] A. Cobo Escamilla, *Corrosión de armaduras de estructuras de hormigón armado: causas y procedimientos de rehabilitación*, Fundación Escuela de la Edificación, Madrid, 2001.
- [4] N. Davison, G.K. Glass, A.C. Roberts, *Inhibiting chloride induced reinforcement corrosion*, National Association of Corrosion Engineers, Houston, TX, 2006.
- [5] C. Christodoulou, G.K. Glass, J. Webb, V. Ngala, S. Beamish, P. Gilbert, Evaluation of galvanic technologies available for bridge structures, in: Struct. Faults Repair, 12th Int. Conf., Edinburgh, UK, 2008, <https://dspace.lboro.ac.uk/dspace-jspui/handle/2134/10972>
- [6] M. Te Liang, J.J. Chang, T.W. Yu, Studies of the effect of diffusion-induced chloride binding on chlorination life predictions for existing reinforced concrete bridges, *J. Mar. Sci. Technol.* 20 (2012) 418–430, <http://dx.doi.org/10.6119/JMST-011-0318-2>
- [7] UNE EN 12696: 2012 Cathodic Protection of Steel in Concrete (ISO 12696:2012).
- [8] ASTM C876-09. Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.
- [9] G.K. Glass, A.M. Hassanein, N.R. Buenfeld, Cathodic protection afforded by an intermittent current applied to reinforced concrete, *Corros. Sci.* 43 (2001) 1111–1131, [http://dx.doi.org/10.1016/S0010-938X\(00\)00133-5](http://dx.doi.org/10.1016/S0010-938X(00)00133-5)

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 32

M

**ÁRIDOS PARA
LA FABRICACIÓN
DE HORMIGÓN
ESTRUCTURAL**

Grupo de Trabajo 2/6
Áridos para hormigón estructural
Comisión 2. Materiales

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
[www. e-ache.com](http://www.e-ache.com)

Estaciones enterradas de la línea 3 del Metro de Riad. Estaciones profundas con contrabóveda

Underground stations of Riyadh Metro project line 3. Deep stations with counter-vault

Francisco Javier Gómez Corral^a, Antonio Martín Colecha^b y Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri^{a,*}

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDOM, Bilbao, España

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDOM, Valencia, España

Recibido el 30 de marzo de 2017; aceptado el 23 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 27 de julio de 2017

Resumen

Las estaciones profundas con contrabóveda de la línea 3 de Metro de Riad están formadas por cuatro niveles subterráneos que constituyen la caja profunda, donde un gran atrio central configura el flujo peatonal. El sistema constructivo es *bottom-up*, y en uno de los casos la excavación se realiza con la ayuda de una pantalla de pilotes secantes con diferentes niveles de apeo. La estación se cierra con una contrabóveda de hormigón armado con llaves de cortante continuas en los laterales que contrarrestan el empuje del agua (mecanismo arco). El resto de niveles se ha diseñado con vigas prefabricadas pretensadas y losas de compresión in situ, con un funcionamiento estructural evolutivo.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Estaciones profundas; Bottom-up; Pilotes secantes; Contrabóveda; Juntas de contracción

Abstract

The deep stations with counter-vault of Riyadh Metro Project Line 3 are formed by four underground levels that constitute the deep box, where a central atrium configures all passenger flows. The temporary works consist of a bottom-up construction method. In one station, a continuous retaining wall has been designed based on secant piles with three retaining levels. The bottom slab of the deep box is a reinforced concrete counter-vault with continuous shear keys that resist the water pressure transmitting the axial compressive forces to the rock (arch mechanism). The intermediate and top levels have been designed with precast pre-stressed beams and concrete in-situ slabs, with an evolutionary structural behaviour.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Deep stations; Bottom-up; Secant piles; Countervault; Contraction joints

1. Introducción

El Reino de Arabia Saudí se encuentra inmerso en un proceso de modernización acelerado, y la mejora de la movilidad es uno de los parámetros por los que las autoridades del país han apostado con mayor interés. Las condiciones del transporte privado en Riad están mejorando sensiblemente debido al

desarrollo de infraestructuras como las nuevas autovías urbanas y anillos de circunvalación. El transporte público también se está viendo potenciado, y prueba de ello es la nueva red de Metro que se está construyendo, con una longitud aproximada de 180 km y 75 estaciones, todo ello distribuido en 6 líneas que recorren la ciudad de norte a sur y de este a oeste.

IDOM forma parte del Consorcio adjudicatario de los trabajos de la línea 3, siendo la responsable del diseño de detalle de la misma. La línea 3 consta de 41 km, repartidos en viaductos (25,7 km), túneles (9,7 km) y en superficie (4,10 km), con un

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: gonzalo.zarrabeitia@idom.com
(G. Zarrabeitia Ullibarri).

total de 20 estaciones y dos instalaciones de talleres y cocheras ubicadas en los extremos del trazado.

En una gran parte de los más de 25 km en que la línea 3 de metro atraviesa el núcleo urbano de la ciudad de Riad el trazado ferroviario se deprime 30 m bajo la superficie, disponiéndose de 8 estaciones profundas, de las cuales dos son estaciones de intercambio y transferencia con las líneas 2 y 6 de metro (fig. 1). Se han proyectado además otras 3 estaciones semienterradas o enterradas de menor profundidad.

El diseño de las 8 estaciones profundas está fuertemente condicionado por la configuración de la trama urbana, el tráfico peatonal y rodado y el nivel freático. Además, desde el punto de vista estructural, existe el condicionante planteado por las empresas constructoras líderes del Consorcio de no utilizar elementos de hormigón postesado, buscando la máxima prefabricación posible.

En general, la disponibilidad de superficie ha permitido un diseño de estaciones con una gran ocupación y dimensiones transversales (ocupando cuando ha sido imprescindible terrenos ya edificados y diseñando la reordenación de la trama urbana). Sin embargo, en algunos casos ha sido imprescindible encajar las estaciones entre las alineaciones de los edificios existentes, dando lugar a una tipología de estación estrecha y alargada, de las cuales se han proyectado 5 variantes muy similares en cuanto a configuración arquitectónica, proceso constructivo y tipología estructural. A continuación se describen y detallan los aspectos de estas estaciones que se han considerado de mayor interés.

2. Descripción general

Las estaciones profundas con contrabóveda son las más representativas de las estaciones enterradas. Están formadas por cuatro niveles subterráneos (más la cubierta) que constituyen la caja profunda (150 m de longitud y anchura de 20-25 m), donde un gran atrio central configura el flujo peatonal. En esta zona central de la estación, donde existen grandes luces sin ningún elemento de sostenimiento, los muros laterales son de hormigón armado de 1,50 m de espesor. En las zonas laterales el espesor es variable con la altura (1,40-0,80 m), adaptándose a la ley de empujes y permitiendo el apoyo de las vigas prefabricadas en primera fase.

Los forjados intermedios y de cubierta se han diseñado con vigas prefabricadas pretensadas y losas de compresión in situ, teniendo en cuenta los requisitos arquitectónicos y técnicos (MEP). En una primera fase, las vigas prefabricadas trabajan simplemente apoyadas, soportando los esfuerzos debidos al peso propio y al peso de la losa superior (fig. 2). Una vez que el hormigón de primera fase ha endurecido, la sección mixta final se empotra en los muros laterales, cambiando el sistema estructural.

La losa inferior de la caja profunda es una contrabóveda de hormigón armado de 2 m de canto, con juntas de contracción intermedias cada 30-40 m que permiten controlar los esfuerzos axiales y desplazamientos debidos a fenómenos de retracción y temperatura. Se han diseñado llaves de cortante continuas que transmiten los esfuerzos axiales a la roca garantizando un correcto funcionamiento estructural frente a las presiones de agua (mecanismo arco) y la estabilidad frente a la flotación.

Conectados con la caja profunda se han diseñado diversos módulos superficiales que incluyen accesos o salas técnicas. Además del propio análisis y dimensionamiento estructural de cada una de estas áreas, se ha prestado especial atención en generar una correcta transición entre la caja profunda y cada uno de estos módulos. Al estar ubicados a diferente cota y ser independientes en sentido longitudinal, pueden aparecer movimientos diferenciales que acarreen problemas de impermeabilización y de funcionamiento. Debido a ello, se han diseñado unas juntas (fig. 3) que permiten el libre movimiento horizontal pero impiden desplazamientos verticales diferenciales.

La estación alcanza un total de 290 m de longitud y anchuras de más de 50 m en las zonas de los accesos. En la figura 4 se incluyen una planta y una sección longitudinal tipo de una estación profunda donde se aprecian la caja profunda y los módulos superficiales laterales.

Las normas de aplicación para el diseño de las estructuras de las estaciones son ACI 318-11 [1], Eurocódigo-2 [2] y ANSI/AISC 360-10 [3]. Las principales peculiaridades derivadas de la existencia del doble enfoque normativo son las siguientes:

- El cálculo de las estructuras de acero de edificación se realiza según las recomendaciones del *American Institute of Steel Construction* [3] siguiendo el método *Allowable Stress Design* (ASD) y, por tanto, con combinaciones sin mayorar. Sin embargo, para el dimensionamiento de estructuras de hormigón se utilizan las combinaciones de acciones según el método *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) con mayoración de acciones.
- Para las comprobaciones de fisuración de los elementos de hormigón se ha utilizado el Eurocódigo-2 [2], dado que en la ACI 318-11 [1], de aplicación según el contrato, no existe formulación específica para el control de fisuración, ni tampoco en otras publicaciones ACI, como la ACI 224R-01 [4], o recomendaciones como CIRIA C660 [5].

3. Proceso constructivo de las estaciones profundas con contrabóveda

3.1. Caso general. Excavación en roca

Los terrenos atravesados por la línea 3 se caracterizan por la presencia de material calizo, fracturado en mayor o menor medida y con eventual presencia de cavidades. El nivel freático se hace presente en la totalidad del tramo y próximo a la superficie.

Los trabajos de excavación de todas las estaciones enterradas se han realizado por el procedimiento *cut and cover*, con un proceso constructivo *bottom-up*. Dada la calidad geotécnica de la roca atravesada y la situación de las edificaciones colindantes, las excavaciones se han diseñado siguiendo el contorno estricto de la estación con taludes verticales bulonados protegidos con una reducida capa de hormigón proyectado (fig. 5). Los primeros niveles de excavación, que en general presentaban un comportamiento próximo a un suelo (profundidades del orden de 5-6 m), se han sostenido mediante pantallas de micropilotes.



Figura 1. Distribución de estaciones de la línea 3 de Metro de Riad (las estaciones profundas se indican en color rojo).

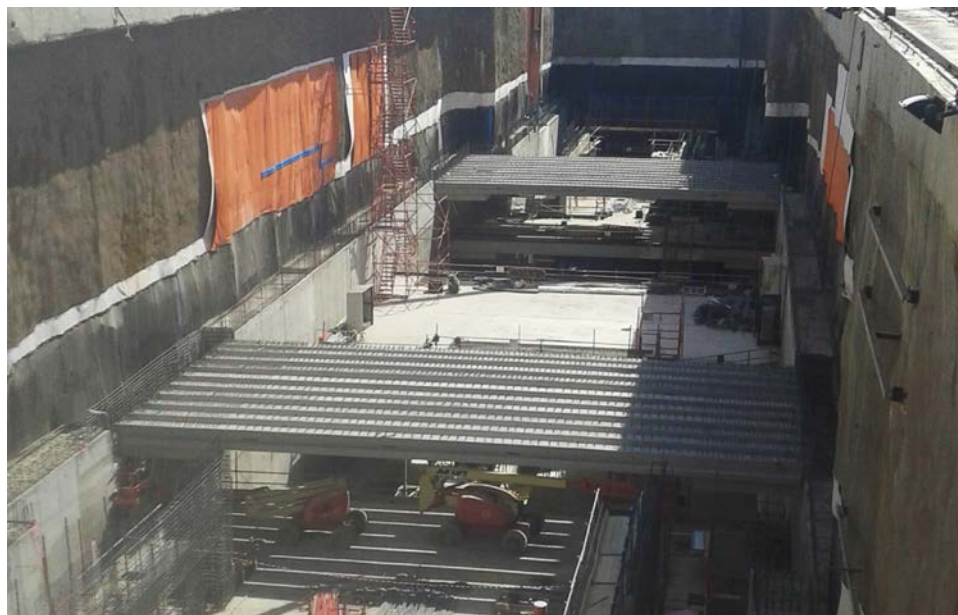


Figura 2. Colocación de vigas prefabricadas del nivel inferior.

Durante las excavaciones, el agua de infiltración se ha evacuado a través de un sistema de pozos profundos de agotamiento situados en el contorno de la excavación, con una monitorización continua de los caudales evacuados en función de los cálculos de infiltración estimados. Prácticamente la totalidad de las excavaciones se han realizado con el fondo en seco.

3.2. Estación 3E1. Pantalla de pilotes secantes

En la estación 3E1, debido a la existencia de espesores de suelos de bastante potencia, muy arenosos y situados a varios niveles, se ha diseñado una pantalla continua de pilotes secantes de 1,00 m de diámetro, con pilotes primarios de mortero de resistencia característica C15 y secundarios de hormigón (estructurales) de C35 dispuestos cada 1,40 m.

La profundidad total de la excavación es de 33 m. La longitud de los pilotes es variable (entre los 18-22 m), pero se establece una longitud mínima de 3 m en el estrato rocoso resistente, garantizando un correcto empotramiento y asegurando la impermeabilización de la excavación.

En las zonas del *break in/out* (entrada y salida de la tuneladora) se ha dispuesto armadura de fibra de vidrio en las partes inferiores de los pilotes para facilitar el paso de la tuneladora (fig. 6). Adicionalmente, en la zona este de la excavación donde existe un edificio colindante, se ha dispuesto armadura en los pilotes de mortero para rigidizar la pantalla y minimizar los movimientos esperados.

Se han considerado tres niveles de apeo situados 1,50 m por encima del correspondiente nivel de forjado, lo que permite retirar los puntales una vez se han colocado las vigas

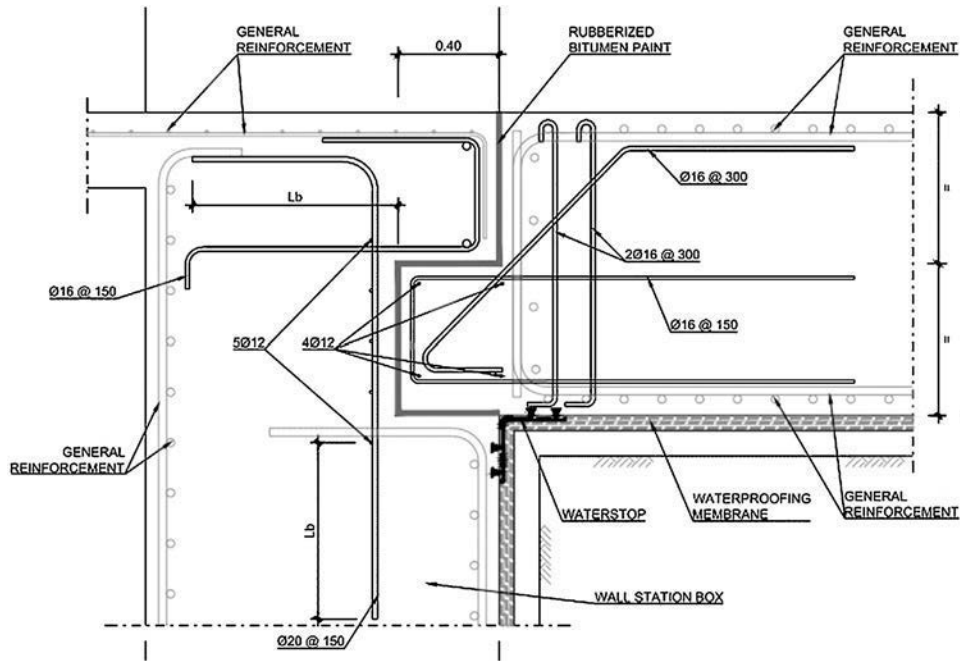


Figura 3. Ejemplo de junta entre la caja profunda y un módulo superficial.

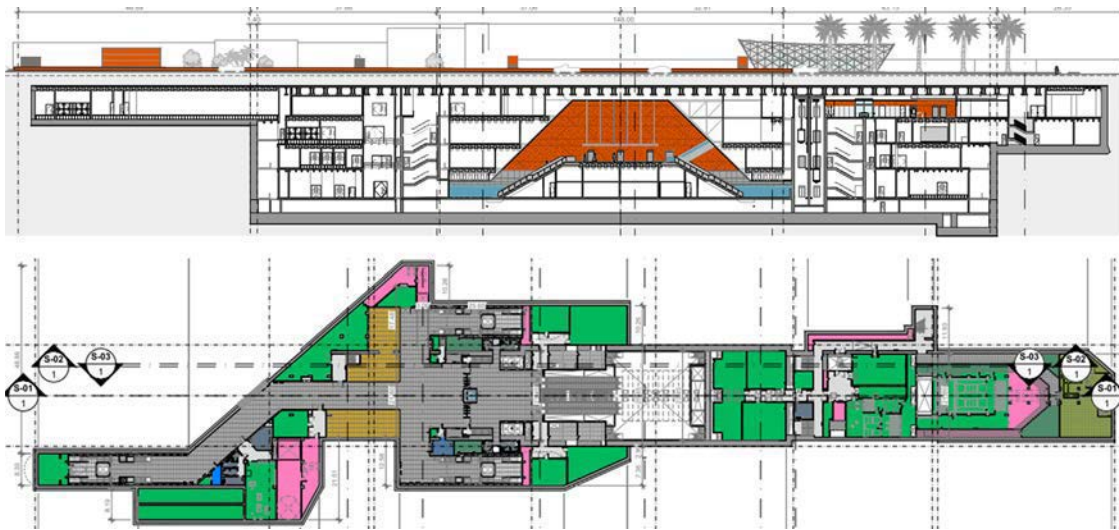


Figura 4. Sección longitudinal y planta tipo de una estación profunda.

prefabricadas que constituyen las losas de dicho forjado. La distribución en planta de los puntales está condicionada por la posición de las vigas prefabricadas de la cubierta, minimizando las posibles interferencias entre ambos elementos para no entorpecer las fases finales de ejecución. El primer nivel de apeo se apoya en una viga de coronación de hormigón, situada 1,0 m por debajo de la cota del terreno natural. Está formado por puntales metálicos de 813 mm de diámetro, 20 mm de espesor y límite elástico de 345 MPa, dispuestos cada 5,50 m y con una longitud variable entre los 27 y los 5 m (fig. 7).

El segundo nivel de apeo, formado por los mismos puntales metálicos pero de 30 mm de espesor, se encuentra 7,60 m por debajo. En este nivel, los puntales se apoyan contra una viga metálica (formada por dos perfiles armados en I de 1,00 m de

canto) que rodea todo el perímetro de la excavación. Los puntales llevan una precarga de 500 kN. Se observó que así se mejoraban las condiciones de la excavación, reduciendo los desplazamientos finales y los esfuerzos en la propia pantalla. Además, el efecto de la precarga sobre los puntales no es condicionante, ya que los esfuerzos máximos se incrementan en menos de un 10%.

El tercer nivel, dada la proximidad de la roca y para facilitar los trabajos de construcción, se ha diseñado con anclajes activos de cable (6 cables de 0,6") cada 1,40 m con una fuerza de tesado del 50% del límite elástico (fig. 8). Se han dispuesto en los pilotes de mortero con una inclinación de 15-25° (alternativamente) para evitar un posible efecto grupo y, en consecuencia, una pérdida de tensión en los anclajes y la rotura de un mismo bloque de



Figura 5. Trabajos de excavación en una estación profunda.



Figura 6. Armadura de fibra de vidrio.

roca. Una vez se llega al estrato rocoso, la excavación continúa con bulones pasivos hasta la cota inferior de la contrabóveda.

Para el dimensionamiento de la pantalla y de los elementos de retención se han realizado diversos modelos de elementos finitos 2D elasto-plásticos con Plaxis, incluyendo todas las fases de apeo y desapeo (fig. 9). De esta forma se garantiza que la pantalla es capaz de aguantar los esfuerzos exteriores hasta el cierre de la caja profunda de la estación.

Para el análisis y el dimensionamiento de las vigas de reparto, tanto de la viga superior de hormigón como la intermedia metálica, se realizó un modelo pórtico 3D de elementos finitos con el programa Sofistik que incluía los puntales. El efecto de los pilotes y del terreno existente se consideró a través de un muelle

horizontal no lineal (admite despegue) con un valor de rigidez obtenido a partir de los modelos de Plaxis.

Se introdujo una acción exterior equivalente para así conseguir en los puntales unos esfuerzos similares a los obtenidos en los análisis 2D del proceso constructivo. Adicionalmente, se aplicaron acciones de incremento térmico en los puntales (por efecto de la radiación del sol) aumentando los axiles (debido a la dilatación de los puntales) y, en consecuencia, los esfuerzos de flexión en las vigas de borde y la compresión sobre la pantalla (fig. 10).

Este efecto es muy importante para el correcto dimensionamiento de todos los elementos, ya que si bien en el nivel superior el efecto de la temperatura puede llegar a ser despreciable (el



Figura 7. Diferentes fases de excavación de la estación 3E1.

terreno es menos rígido, por lo que el puntal no encuentra mucha resistencia en su movimiento), no ocurre lo mismo en el nivel inferior, donde los valores obtenidos son del mismo orden que los debidos a los empujes de tierras y agua durante la excavación.

Para el dimensionamiento de la conexión entre los puntales y la viga metálica, así como para las distintas uniones, se realizaron modelos de elementos finitos específicos en Sofistik. A partir de los esfuerzos finales obtenidos en los puntales se comprueba que las tensiones en las distintas chapas no superan los valores admisibles (fig. 11).

4. Contrabóveda

La losa inferior de las estaciones profundas consiste en una contrabóveda de hormigón armado de 2 m de canto y una longitud total de 150 m. Existen tres juntas de contracción intermedias

que dividen la contrabóveda en cuatro módulos, dos de ellos de 20 m de ancho y los otros dos de 26 m (fig. 12).

Debido a las buenas características del estrato rocoso existente en el nivel de apoyo de la losa de fondo, la tipología escogida tiene un funcionamiento estructural óptimo. A pesar de tener una forma poligonal (para facilitar los trabajos de construcción), inscribe un arco de radio $R = 45$ m que coincide con la línea de presión. Las llaves de cortante situadas en los extremos reciben los esfuerzos axiales por efecto de la subpresión y los transmiten a la roca, garantizando la seguridad de la estructura frente a la flotación.

De esta forma se evitó el diseño de una losa anclada trabajando a flexión con micropilotes o anclajes (para controlar la flotabilidad), menos eficiente desde el punto de vista estructural y económico (aunque esta solución se ha empleado con éxito en otras estaciones de la línea).

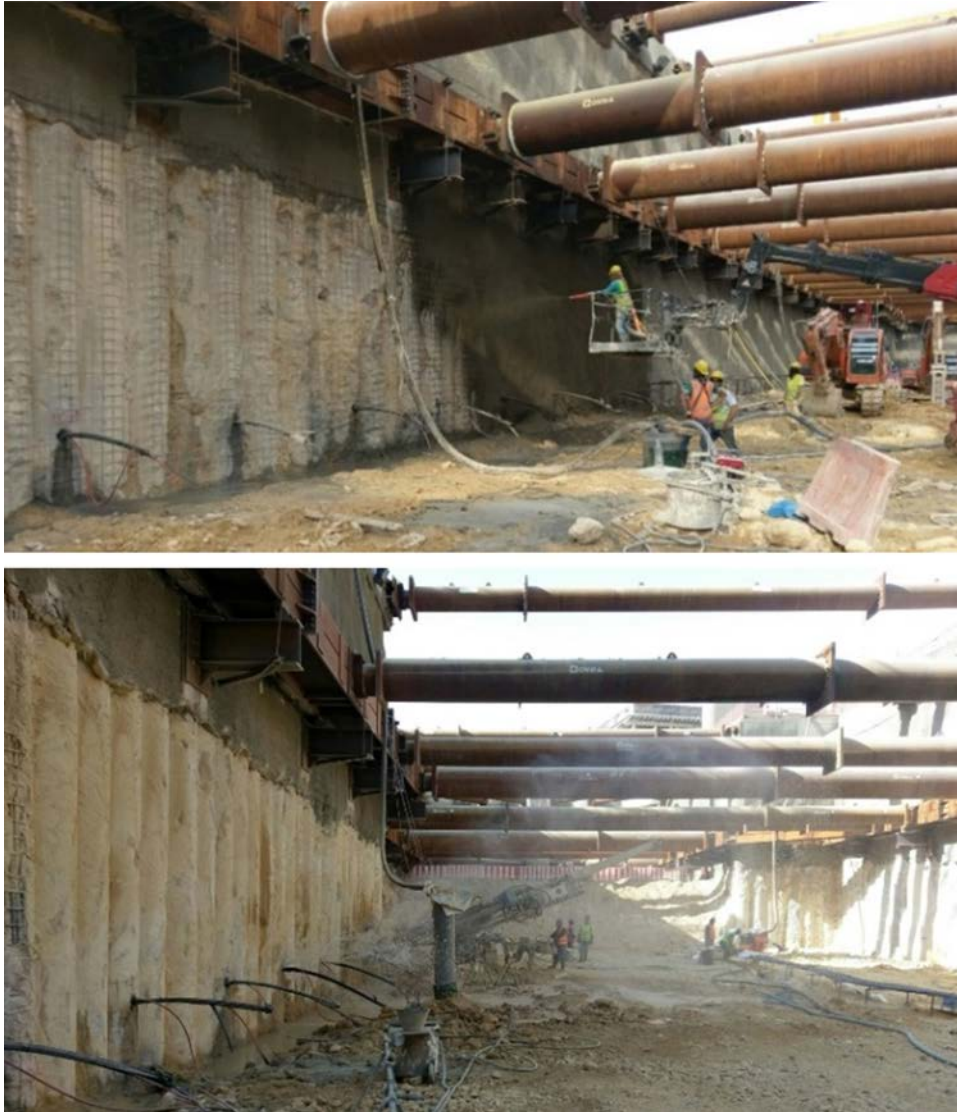


Figura 8. Fases de colocación de los anclajes activos en la estación 3E1.

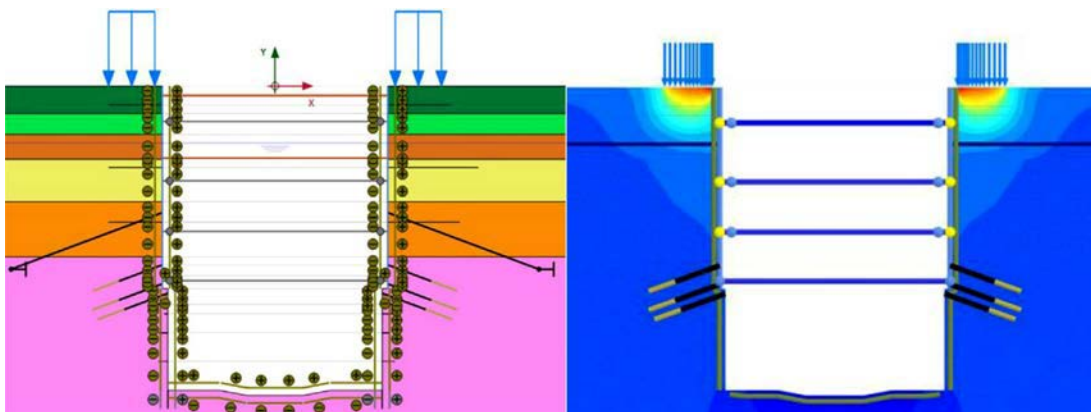


Figura 9. Modelos 2D de Plaxis. Se consideran tanto los puntales como los forjados definitivos en el análisis.

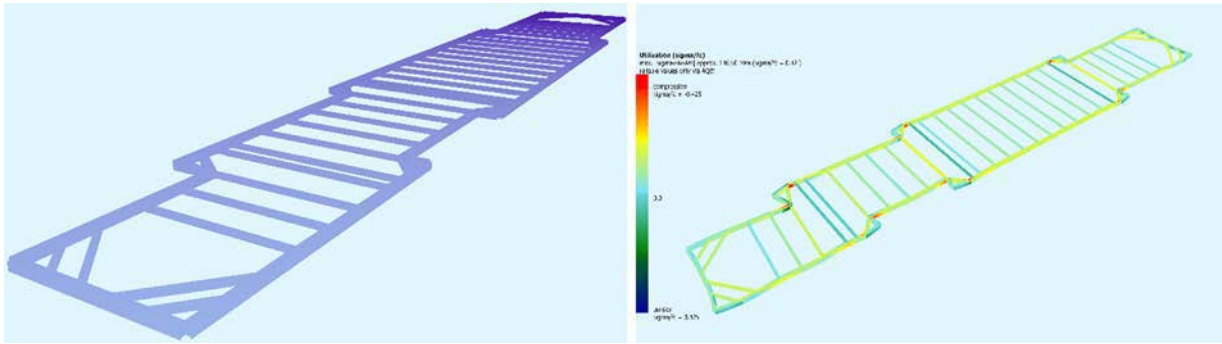


Figura 10. Modelos p3rtico 3D para análisis de las vigas de borde.

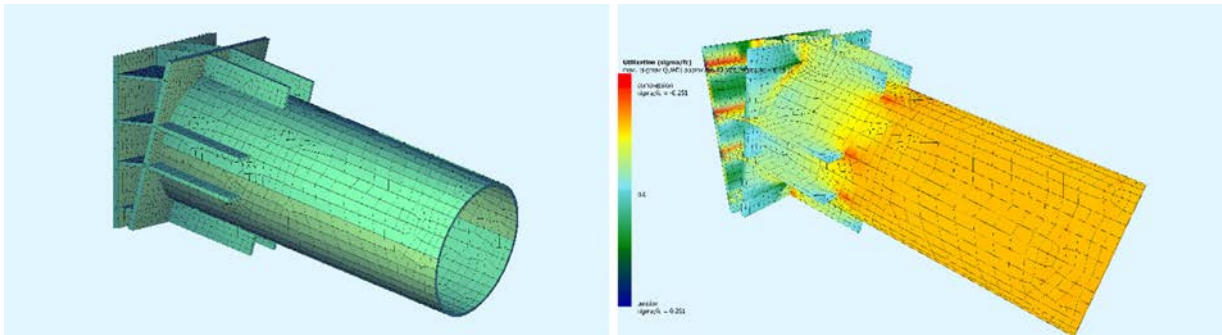


Figura 11. Modelos de placas 3D para el dimensionamiento de los elementos de conexión.

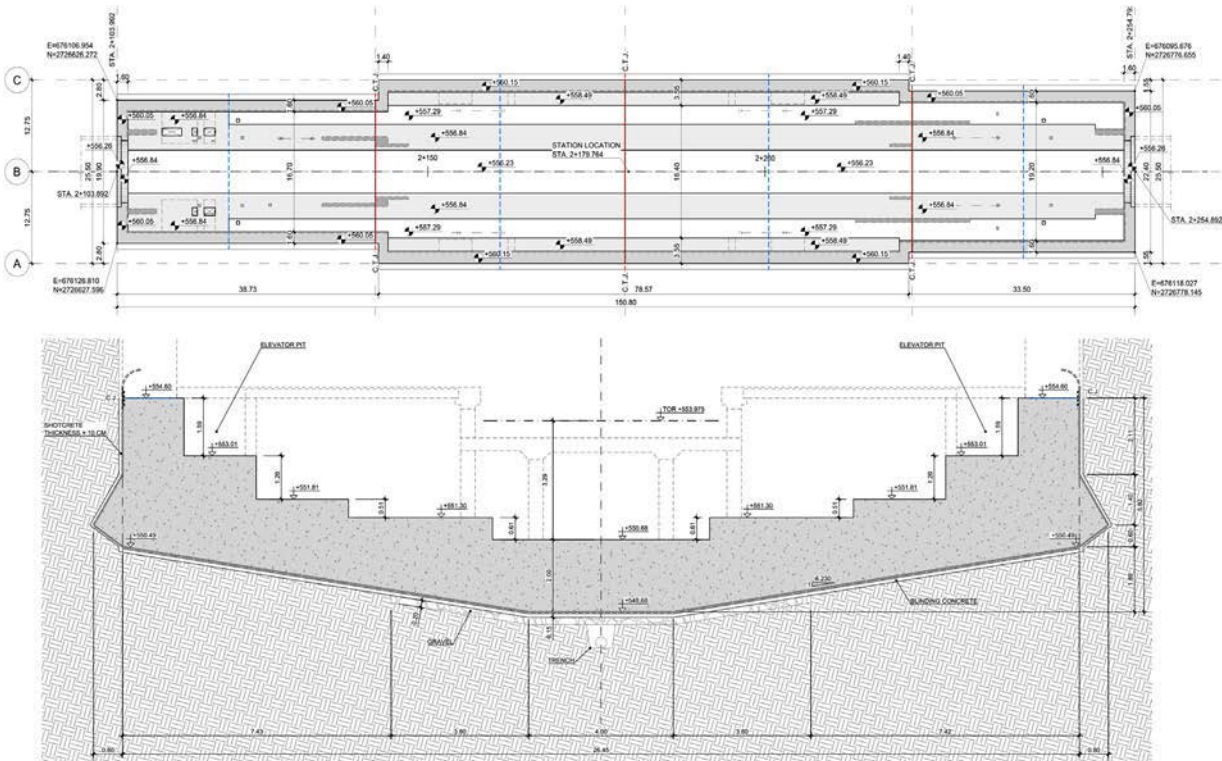


Figura 12. Planta de la contrabóveda y sección transversal del módulo central.

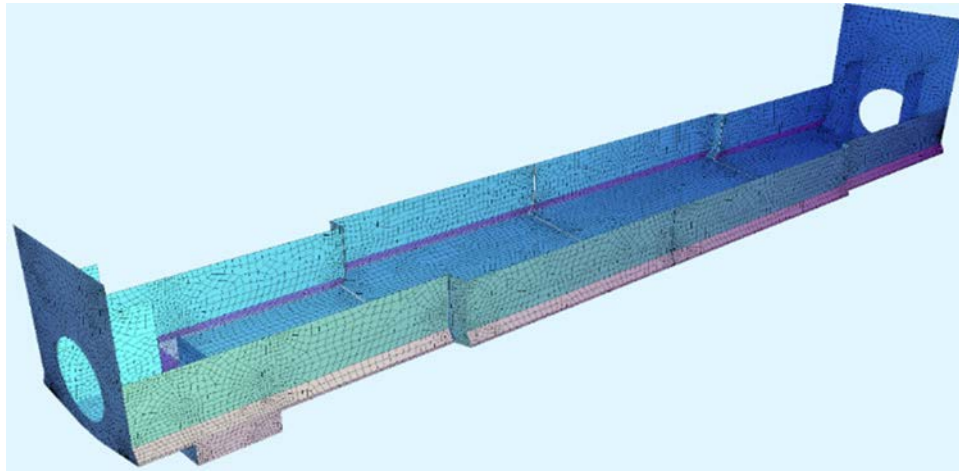


Figura 13. Modelo de elementos finitos para el cálculo de la contrabóveda.

4.1. Análisis transversal

Para el dimensionamiento transversal de la contrabóveda se realizó un modelo 3D de elementos finitos con elementos tipo placa con el software Sofistik. La contrabóveda se modelizó con su geometría real, considerando la inclinación y el espesor existente en cada zona. La llave de cortante se representó como parte del muro, adquiriendo la forma inclinada en la parte inferior (fig. 13).

Todos los elementos en contacto con el terreno llevaban asignado un coeficiente de balasto no lineal (que admite despegue y levantamiento), lo que nos permitió obtener la distribución de presiones de contacto en la llave de cortante y obtener las deformaciones máximas en el centro de la contrabóveda. Posteriormente, los resultados obtenidos se comprobaron con modelos planos de contraste donde la llave se idealizaba como un muelle de rigidez equivalente.

Al aplicar en el modelo acciones de decremento térmico o reológicas, los esfuerzos y deformaciones en el centro de la contrabóveda aumentaban, debido a que se pierde efectividad en la llave de cortante: la estructura gira más y se acodala más tarde en los extremos. En consecuencia, se ha podido apreciar que aumentan de forma considerable los esfuerzos de flexión en los arranques de los muros (fig. 14).

Adicionalmente a los modelos 3D, se realizaron modelos 2D de Plaxis para corroborar los resultados de reacciones en la llave por efecto de la presión de agua y comprobar que eran inferiores a los valores máximos de resistencia de la roca. En estos análisis, los elementos de hormigón se modelizaron como si fueran estratos formados por un material elástico y lineal con las propiedades del hormigón (fig. 15).

4.2. Análisis longitudinal

Para el análisis y dimensionamiento de la armadura longitudinal por efecto de la retracción y temperatura se adoptó un coeficiente de rozamiento entre la roca y la estructura de 0,6. Se consideró que todo el rozamiento se produce en la contrabóveda, ya que el acabado superficial y la ondulación del

contacto hormigón proyectado-estructura presentaba pocas irregularidades. Además, se cuenta con una interfaz compuesta por las láminas de impermeabilización y geotextiles que reducen el rozamiento.

Del lado de la seguridad, en base a lo observado en los trabajos de excavación realizados hasta el momento y ante el riesgo de haber sobrevalorado el efecto y la posición del nivel freático, se consideró en el cálculo una combinación de cargas donde solo actuaban las cargas permanentes sin la presencia de agua (buscando el mayor rozamiento posible y, en consecuencia, las mayores tracciones en la estructura).

Se partió del modelo de cálculo de la contrabóveda y se completó la geometría de la caja profunda (fig. 16). Inicialmente, siguiendo la solicitud del Consorcio de reducir los movimientos esperados, por facilidad constructiva y para poder asegurar una correcta impermeabilización, se decidió resolver la estación con juntas de contracción continuas, donde toda la armadura longitudinal era pasante, manteniendo la cuantía requerida por el cálculo (figs. 17-19). Esta armadura se modelizó mediante muelles no lineales con una rigidez longitudinal igual a la armadura pasante enfundada (longitud de 40 cm) y con una capacidad máxima igual al valor de límite elástico del acero.

Así aseguramos que nunca se supera la capacidad a tracción del acero en la junta. Si el análisis converge a un equilibrio, se concluye que la solución adoptada es válida. Adicionalmente, a través de este análisis, los muelles nos proporcionan información de la apertura que se produce en la junta.

Se observaba claramente en los análisis que a más armadura longitudinal pasante en las juntas, más rígida es la estructura y, por tanto, más armadura es necesaria para resistir los esfuerzos de tracción por efecto del rozamiento. Del mismo modo, menores son las aperturas de juntas obtenidas.

Finalmente, en la mitad de las estaciones profundas se redujo la armadura pasante en las juntas (se dispusieron D16@150 superior e inferior) y en consecuencia disminuyó la armadura longitudinal total de la contrabóveda alrededor de un 25%. Por otro lado, las aperturas de juntas obtenidas son del orden de 10 mm, mucho mayores que los 2 mm esperados en el primer caso.

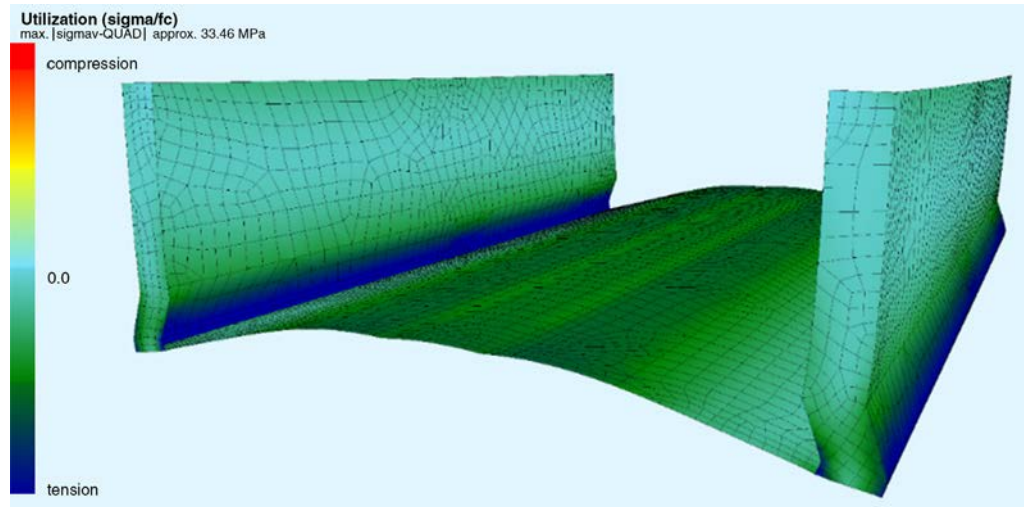


Figura 14. Vista del modelo de elementos finitos de uno de los módulos.

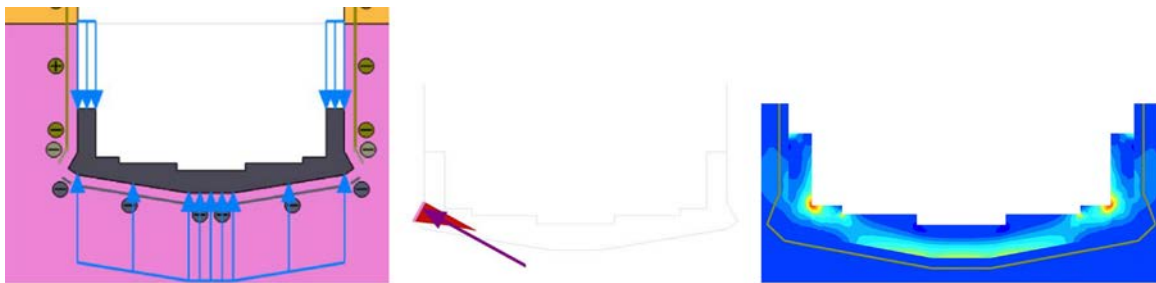


Figura 15. Modelo de Plaxis 2D de la contrabóveda. Resultante de tensiones en la llave. Distribución de tensiones en la contrabóveda.

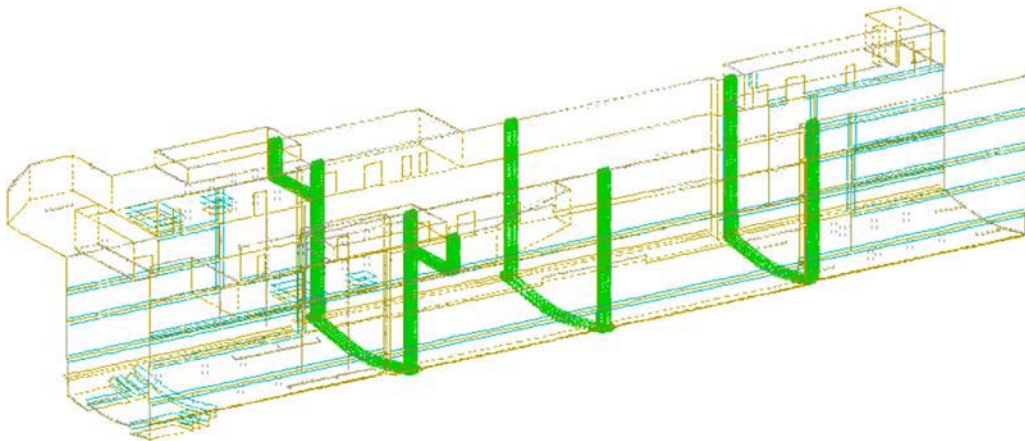


Figura 16. Modelo de cálculo para el análisis longitudinal. Modelización de los muelles.

En la figura 20 se observa lo expuesto anteriormente. En el primer caso, con toda la armadura pasante, la contrabóveda se comporta como una gran estructura de 150 m de longitud: los desplazamientos totales en los extremos de la caja son del orden del doble (se acumulan en los laterales de la estación), y se aprecia como las aperturas de juntas (líneas azules intermedias) son despreciables (no existen desplazamientos diferenciales a un lado y otro de la junta). No ocurre lo mismo en el segundo caso, donde la contrabóveda se divide en cuatro

subestructuras semiindependientes con aperturas del orden de 10 mm en el centro de la estación.

En nuestra opinión, esta segunda opción era la más apropiada, ya que permite relajar los esfuerzos de tracción y, en consecuencia, las cuantías de armadura con valores de apertura de junta proporcionados. De esta forma, con una serie de iteraciones se puede controlar la relación entre la apertura de junta y la cantidad de armadura necesaria.



Figura 17. Detalle de la junta de contracción.



Figura 18. Junta de contracción y distribución de la armadura de la contrabóveda.



Figura 19. Módulos 1 a 3 de la contrabóveda finalizados.

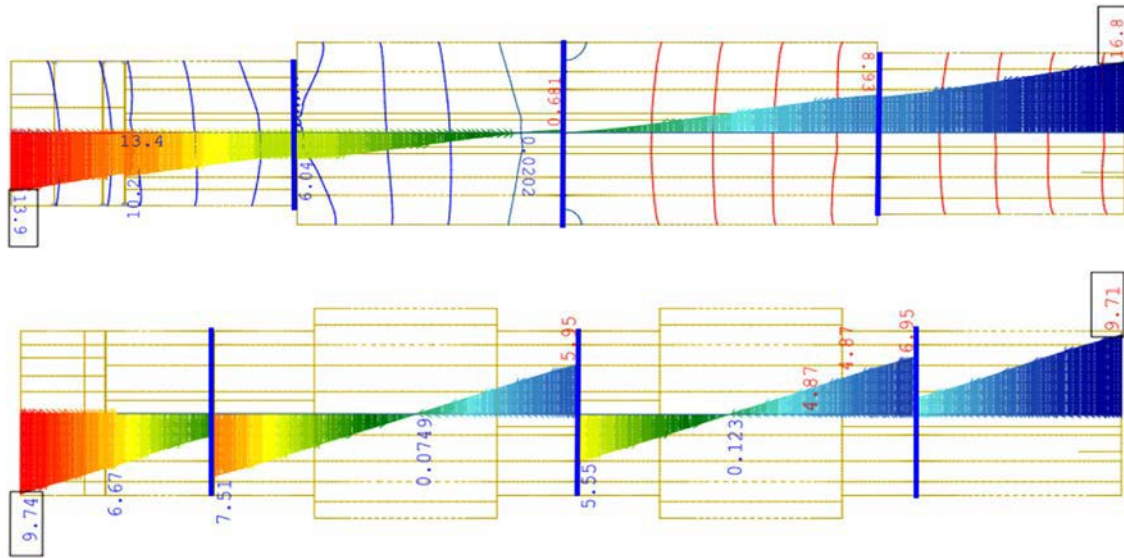


Figura 20. Comparativa de desplazamientos en cada análisis.

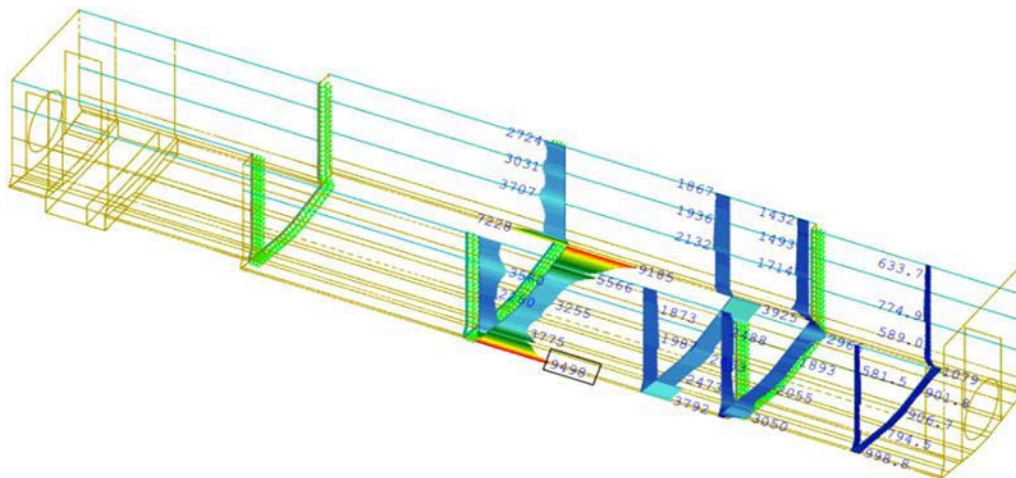


Figura 21. Distribución de esfuerzos axiales a lo largo de la caja profunda (situación con toda la armadura pasante).

Otro de los aspectos que se observaron en este análisis fue que la distribución de esfuerzos no es constante a lo largo de toda la sección, apareciendo mayores tracciones bajo los muros (fig. 21). Esto es lógico, ya que es por donde bajan las reacciones verticales y, en consecuencia, donde aparecen las mayores fuerzas de rozamiento. Debido a ello, se decidió acumular en estas zonas mayor armadura longitudinal. Del mismo modo, se observa como los esfuerzos de tracción comienzan a ascender por los muros a medida que nos acercamos al punto de movimiento nulo (con una inclinación de unos 30°) dando lugar a una sección resistente más grande frente a la tracción global.

Bibliografía

- [1] American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318M-11, 2011.
- [2] Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón, Parte 1-1 Reglas generales y reglas para edificación UNE-EN 1992-1-1, Junio 2010.
- [3] American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10, June 2010.
- [4] American Concrete Institute, Control of Cracking in Concrete Structures, ACI 224R-01, 2001.
- [5] CIRIA C660 Early-age thermal crack control in concrete, London 2007.

Puente de Barra Vieja, México

Barra Vieja Bridge, Mexico

Leonardo Fernández Troyano^{a,*}, Guillermo Ayuso Calle^b, Lucía Fernández Muñoz^b,
Alberto Muñoz Tarilonte^b y Raúl González Aguilar^b

^a *Dr. Ingeniero de Caminos, Carlos Fernández Casado S.L., Director general, Madrid, España*

^b *Ingeniero de Caminos, Carlos Fernández Casado S.L., Ingeniero, Madrid, España*

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

Disponible en Internet el 28 de junio de 2017

Resumen

El puente de Barra Vieja está situado en Lomas de Chapultepec, al sur de Acapulco, en la desembocadura del río Papagayo, en el estado de Guerrero, México.

La estructura proyectada es un puente de velas de hormigón con una luz principal de 220 m. La longitud total del puente es de 470 m y 5 vanos de luces de 30 + 40 + 90 + 220 + 90 m. La estructura se proyectó sin pilas en el cauce dado que la cimentación era inviable debido a posibles fenómenos de licuefacción de los terrenos bajo la acción sísmica, que en esta zona es muy elevada.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente de velas; Hormigón; Empujado; Atirantado; Sistemas de aislamiento

Abstract

The Barra Vieja Bridge is situated in Lomas de Chapultepec, south of Acapulco, over the Papagayo River, in the Guerrero state, Mexico.

The structure is a bridge of 'concrete sails' with a main span of 220 m. The total length of the bridge is 470 m, with five spans of 30 + 40 + 90 + 220 + 90 m. The structure was projected without piers in the riverbed as foundations were not feasible due to the liquefaction risks of the ground under the seismic action, which in this zone is very high.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Sail bridge; Concrete; Launched; Stayed cable bridge; Isolated devices

1. Planteamiento general de la estructura

El puente de Barra Vieja sobre el río Papagayo está situado en el estado de Guerrero, México, en Lomas de Chapultepec, un pueblo al sur de Acapulco, cerca de la desembocadura del río. Originariamente existía otro puente que colapsó por las riadas de septiembre de 2013, ocasionadas por las lluvias de la tormenta tropical «Manuel».

La estructura proyectada es un puente de velas de hormigón, con una luz principal de 220 m. La longitud total del puente es de 470 m, y 5 vanos (fig. 1). Se proyectó sin pilas en la zona del cauce porque la cimentación era inviable debido a los fenómenos de licuefacción de los terrenos por la acción sísmica, que en esta zona es elevada.

El primer proyecto consistía en un puente empujado de 458 m de longitud con 8 vanos de luces de 48 + 6 × 60 + 48 m, y un tablero con sección en cajón de 14 m de ancho. Dada la urgencia por reemplazar el puente destruido, se realizó el proyecto antes de disponer de los datos geotécnicos necesarios. En los sondeos definitivos, la profundidad del lecho de granito resultó que estaba a más de 50 m en el cauce fósil del río. Sobre el granito hay

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: cfcs1@cfcs1.com (L. Fernández Troyano).



Figura 1. Vista general del puente.

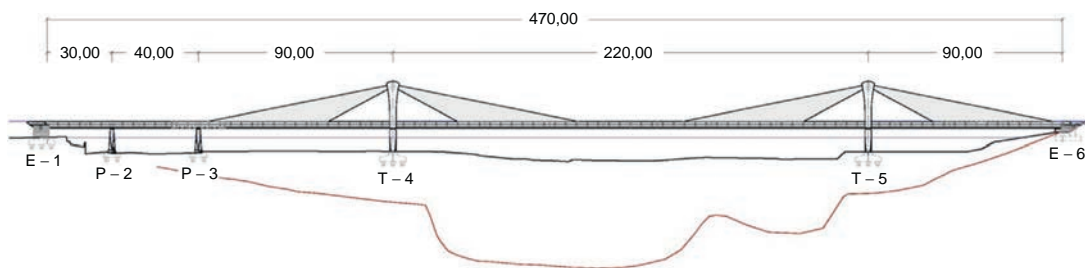


Figura 2. Alzado del puente.

arenas y gravas en las que en el sísmo de cálculo se produce licuefacción, lo que obliga a empotrar los pilotes en la roca, con una longitud total del orden de 60 m, incluido el empotramiento en la roca alterada. Con esta longitud resulta imposible resistir las fuerzas transversales debidas al sísmo, al anularse la coacción horizontal por la licuefacción. Esto obligó a proyectar de nuevo el puente con una luz de 220 m sobre el cauce fósil, que redujo los pilotes a una longitud del orden de 30 m, la mitad de los de la solución inicial. El puente se subió de cota respecto al derribado para evitar futuras riadas, y se proyectaron las pilas y cimentaciones de forma que ofrecieran la menor resistencia posible al paso del agua.

Una vez establecida la luz que debía tener la nueva estructura se plantearon nuevas soluciones. Se trata de un puente de gran luz, con altura reducida sobre el río, lo que elimina la solución de puente viga que requiere un canto considerable, en este caso de más de 10 m; por ello los tipos de soluciones aplicables se reducen a las de estructura superior para conseguir un canto reducido del tablero: atirantado, extradosado, puente de velas, o arco superior [1]. Se hizo un estudio inicial de estas 4 soluciones, y la empresa constructora propuso a la administración la de velas, que fue la que se adoptó. En la familia de los puentes atirantados, el de velas es el único que requiere exclusivamente una tecnología de hormigón pretensado porque en el atirantado clásico se necesitan anclajes especiales para resistir la fatiga debida a la amplitud de tensiones en los tirantes y protecciones

especiales de los cables exentos, y en el extradosado se requieren estas últimas. En este caso se regula además la oscilación de carga en los tirantes para sobrecarga mediante el pretensado de las velas, lo que no condiciona el canto del tablero como ocurre en los extradosados si se quiere reducir la amplitud de tensiones en los tirantes [2].



Figura 3. El tablero durante el empuje.



Figura 4. Aisladores sísmicos longitudinales en estribo I y transversales bajo una de las torres. Bajo el tablero se ven los apoyos definitivos, los balancines para el empuje y el amortiguador transversal.

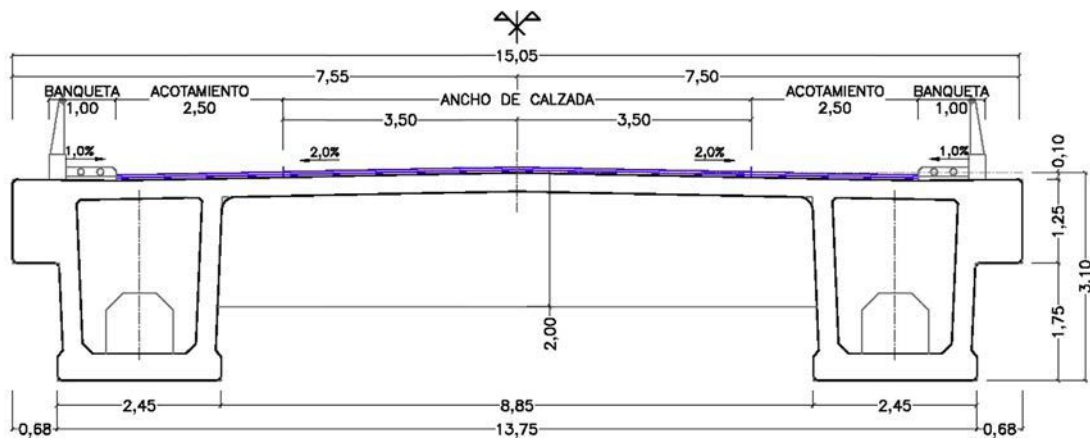


Figura 5. Sección transversal del tablero.

2. Estructura del viaducto

El puente tiene una longitud de 470 m y está formado por 5 vanos de luces de $30 + 40 + 90 + 220 + 90$ m. (fig. 2). La sección tiene un ancho de 15,05 m y está formada por 2 vigas longitudinales en cajón de 3,10 m de canto, unidas mediante costillas transversales cada 5 m con una losa de 0,28 m de espesor.

El vano principal se resuelve mediante un atirantamiento que luego queda incrustado en el hormigón de las velas. Los tirantes están dispuestos a los lados de la sección formando un total de 8 haces de 20 cables cada uno. La altura de las torres es baja respecto a la luz principal, 18,5 m. Los tirantes se resuelven con la tecnología clásica del pretensado, con cables continuos que pasan por una silla en la torre.

Otro problema que se planteó fue el método de construcción del puente. El río Papagayo no suele llevar un gran caudal, salvo cuando hay tormentas tropicales que producen grandes avenidas, por lo que no era factible la construcción del tablero mediante cimbra. Como había urgencia en terminar el puente, se decidió empujar el tablero con dovelas de gran longitud (fig. 3), para posteriormente construir la parte superior de las torres, disponer los tirantes y hormigonarlos en una fase posterior. Para ello se empleó una nariz metálica de lanzamiento de 33 m y se colocaron

5 pilas provisionales metálicas para reducir la luz de los vanos a un máximo de 55 m. Estas pilas se cimentaron con pilotes más cortos porque para el sismo durante la construcción no se producía la licuefacción de las arenas y gravas.

El puente de Barra Vieja se encuentra cerca de la costa del Océano Pacífico, que es la región de mayor intensidad sísmica de México. La altura de sus pilas es pequeña y por ello su empotramiento en el tablero no es adecuado; en primer lugar porque no se tiene la flexibilidad necesaria para resistir el sismo, y en segundo lugar porque el procedimiento de construcción complica la realización del empotramiento. Los transmisores de choque no son la mejor opción en este caso porque la fuerza a transmitir al estribo sería muy grande debido a la gran masa del puente por su longitud y sección, y a la intensidad sísmica de la zona, lo que requeriría una cimentación de grandes dimensiones en el estribo fijo. Por ello se ha optado por la disposición de amortiguadores longitudinales en el estribo I y amortiguadores transversales en cada una de las pilas (fig. 4). Esta solución la podemos situar entre una con transmisores de choque y otra de tipo pórtico. Con el empleo de amortiguadores se reduce la fuerza a transmitir al estribo respecto a un transmisor de choque, y los desplazamientos que hay que admitir son inferiores a los de la solución pórtico con pilas altas. En este



Figura 6. Vista inferior del tablero y apoyos provisionales con los balancines para el empuje.

caso se obtuvieron desplazamientos longitudinales del orden de 29 cm y transversales de 37 cm para la acción sísmica.

Un problema que hay que tener en cuenta cuando se disponen amortiguadores es el recentrado de la estructura, una vez que ocurre el sismo durante el cual el amortiguador se alarga o acorta y no siempre tienen capacidad de recentrado; depende de los diferentes fabricantes. En este caso se optó por la disposición de apoyos pendulares en cada una de las pilas para conseguir un mayor amortiguamiento y el recentrado de la estructura.

3. Descripción de la estructura

A continuación se describen las diferentes partes que componen la estructura.

3.1. Tablero

El tablero está formado por 2 vigas cajón longitudinales conectadas mediante costillas cada 5 m. El ancho total es de 15,05 m, con canto constante de 3,10 m y ancho del cajón de 2,45 m. La losa superior tiene un espesor de 0,28 m (fig. 5). Las costillas tienen ancho variable entre 0,25 y 0,40 m con un canto de 2 m (fig. 6).

Como hemos dicho, la urgencia en la construcción de este puente ha complicado su proceso. En la primera fase tenemos un puente en viga continua con luces de 55 m que posteriormente mediante el atirantado y el hormigonado de las velas se transforma en un puente de 220 m de luz principal.

Por la configuración de luces del puente existe un tiro en la pila 3. El tiro resultante era elevado, por lo que se decidió macizar la sección entre cajones en una longitud de 25 m, una vez que se terminó de empujar el tablero. Incluso con este relleno sigue habiendo tiro, pero ya tiene un valor reducido y se puede resolver mediante 2 barras de pretensado. Dado que los movimientos del puente son grandes y las barras han de permitirlos, se han alojado estas en vainas cónicas, de radio en la base el movimiento mayor, que albergan a las barras; en las placas de anclaje de sus extremos

se utilizan tuercas esféricas, de forma que las barras funcionan como bielias.

3.2. Pilas y torres

En las torres de atirantamiento se pueden diferenciar 2 elementos: la pila y la propia torre. La pila está independizada del tablero, apoyándose en ella, mientras que la torre está empotrada en él. Por ello hay 2 tipos de pilas, las que están bajo las torres y las que sirven de apoyo directo al tablero.

En el diseño de ambos tipos de pilas se ha tenido en cuenta que su forma debía ofrecer la menor resistencia al agua en caso de crecidas. Este criterio se ha aplicado también a las cimentaciones, por el efecto de la posible socavación de las mismas. Para ello se han rematado los encepados con una semicircunferencia en cada uno de los extremos, en la dirección de la corriente del río.

3.2.1. Torres

Las cimentaciones de las torres se han resuelto mediante cimentación profunda. Se han dispuesto un total de 33 pilotes de 1,5 m de diámetro en un encepado de 50,5 m de largo por 12 m de ancho y un canto variable de 1,75 m en los bordes longitudinales y 3 m en la zona central. Sobre el encepado se ha colocado un plinto de forma hexagonal y 1,16 m de alto. Las pilas bajo las torres están formadas por 2 fustes independientes de geometría variable con una sección en la base en hexágono irregular, que se transforma en un rectángulo de 2,50 m de ancho por 3 m de largo a la altura de los apoyos. Bajo ellos, ambos fustes se unen en la zona superior mediante una riostra de 3 m de ancho por 2 m de canto, sobre la que se dispone el amortiguador transversal. La riostra lleva un pretensado de 5 cables de 15Ø0,6" en la zona inferior y 5 barras 50 mm de diámetro en la superior. Esta disposición del pretensado es debido a que el tablero se apoya en las pilas de forma diferente durante el empuje y en la situación definitiva, porque las torres y las pilas sobre las que se apoyan son exteriores al tablero; pero durante el empuje los apoyos deben estar bajo las vigas de este, por lo que se deberán situar sobre la riostra, lo que genera unos momentos negativos en ella que hay que resistir con el pretensado superior de barras.

Una vez finalizado el empuje del tablero se comienza la construcción de las torres y se cambian los apoyos del tablero a su posición final. La altura de las pilas es de 10,30 y 11,50 m para las torres 4 y 5 respectivamente.

Las torres tienen una altura de 21,5 m sobre apoyos. Son 2 fustes verticales en sentido longitudinal, e inclinados hacia el eje del puente en sentido transversal, unidos por una riostra en la zona superior. La dimensión longitudinal de las torres varía según una circunferencia de radio de 58 m, mientras que transversalmente es constante. Las dimensiones en la sección inferior son de 3 m en sentido longitudinal por 2,5 m en sentido transversal (fig. 7).

Los tirantes son cables continuos formados por unidades de pretensado de 28Ø0,6"; hay 20 unidades por haz, alojados en las velas mediante vainas normales de pretensado. Pasan a través de la torres por una silla formada por 20 tubos de acero curvado dispuestos en 5 filas. El radio de los tubos es igual o mayor de 5 m para evitar tensiones de incurvación excesivas en los cables.



Figura 7. Torres de atirantamiento.

En las torres se anclan 3 tirantes provisionales por haz, que se requieren para reducir los esfuerzos en el tablero durante la construcción en las zonas libres entre las velas y las torres. Los tirantes provisionales de haces contiguos se anclan cruzándose en la torre.

3.2.2. Pilas

Al igual que en las torres, las cimentaciones del resto de las pilas se han resuelto mediante cimentación profunda. En las pilas 2 y 3 se han dispuesto 6 pilotes de 1,5 m de diámetro en un encepado de 19 m de largo por 8 m de ancho y un canto variable de 1,5 m en los bordes longitudinales y 2 m en la zona central. Sobre la cimentación se ha colocado un plinto de forma hexagonal y 1,16 m de alto. Estas pilas están formadas por 2 fustes que en la zona del plinto están unidos formando una sección hexagonal de 13,50 m de largo y 3 m de ancho; a partir de él se van separando y variando tanto el ancho como el largo, hasta llegar a una sección rectangular de 2,10 m de ancho por 1,70 m de largo en las que están situados los apoyos. La geometría de los fustes es un hexágono irregular; están unidos en la zona superior mediante una riostra de 1,20 m de ancho por 1,70 m de canto, sobre la que se sitúa el amortiguador transversal. Esta riostra a su vez recoge la tracción que se origina por la inclinación de los fustes, lo que ha requerido un pretensado centrado de 2 unidades de $12\text{Ø}0,6''$. La altura de las pilas es de 10,75 m (fig. 8).

Dado el tamaño de las pilas se decidió aligerarlas hasta llegar a la altura de la riostra para reducir lo más posible su peso; el espesor de las paredes es de 0,50 m.

El suministro de los amortiguadores se retrasó, y para no retrasar la construcción del tablero se decidió realizar el hormigonado de las riostras en 2 fases. En la primera se hormigonaron los primeros 1,10 m en los que estaba el pretensado transversal. Una vez que se terminó el empuje y llegaron a obra los amortiguadores, se colocaron estos y se procedió a hormigonar el resto de la riostra.

Como se explicará más adelante, el puente no se empujó sobre los apoyos definitivos. Esto es debido a que los apoyos pendulares no están preparados para realizar el empuje sobre ellos; habría que disponer por encima un sistema con



Figura 8. Pilas laterales.



Figura 9. Las velas durante la construcción.

almohadillas de neopreno-teflón, y llevar el puente a una cota superior a la definitiva, lo que obligaría a un gateo al final. Por ello se empleó un sistema mediante balancines que obligó a no hormigonar los últimos 42 cm de los fustes para ajustarse en cota, que se hormigonaban cuando se colocaban los apoyos definitivos.

3.2.3. Pilas provisionales

Como se ha comentado anteriormente el tablero del puente se empujó desde el estribo 1, por lo que hubo que disponer 5 pilas provisionales para que las luces del tablero no pasaran de 55 m.

Cada pila provisional estaba formada por un conjunto de 2 pilas independientes situadas bajo cada uno de los cajones del tablero. Cada pila independiente estaba cimentada mediante 4 pilotes de 1,20 m de diámetro dispuestos en un encepado cuadrado de 6,40 m de lado y 1,40 m de canto. Las pilas estaban formadas por 4 tubos de acero de 1.219 mm de diámetro arriostados entre ellos formando un cuadrado de 4 m de lado entre ejes. Cada tubo se conecta al encepado mediante 4 barras de pretensado.

Una vez finalizado el puente se desmontaron las pilas provisionales.

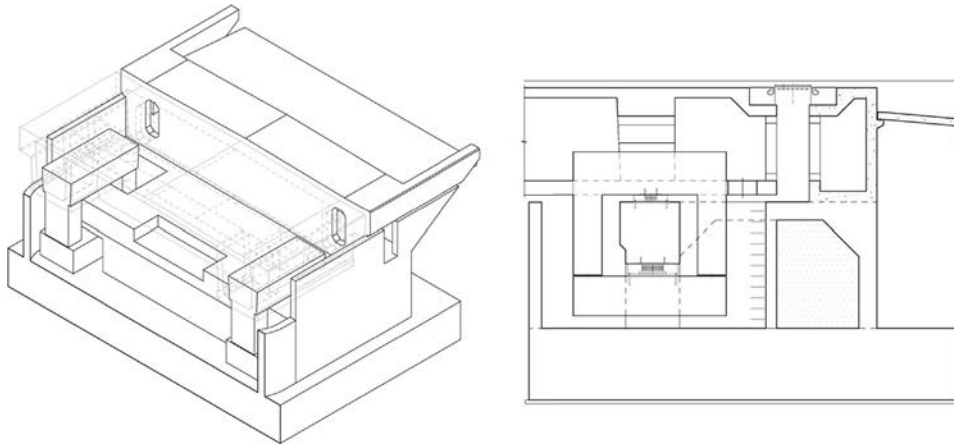


Figura 10. Esquema del marco para resistir el tiro en el estribo 6.



Figura 11. Vista de la nariz y de los balancines durante el empuje.



Figura 12. Los topes transversales en las pilas durante el empuje.

3.3. Velas

Las velas son los elementos más característicos del puente; hay un total de 8. Cada una tiene forma triangular y es de espesor variable, de 1,48 m en la torre a 0,36 m en el tablero (fig. 9). La unión de la vela con el tablero comienza a 30 m de la torre y tiene 56,3 m de longitud.

La construcción de las velas se hizo en 13 fases.

Para el hormigonado se dispuso una cimbra en el triángulo que queda junto a las torres, ya que no se podía realizar en voladizo, sin cimbra, porque introducía unos esfuerzos que no podía resistir el tablero.

La última fase de las velas fue la conexión con la torre. Hasta ese momento el comportamiento del puente era el de un atirantado, pero una vez se conectaron las torres a las velas, el tesado adicional de los tirantes sirvió para introducir compresión en ellas. Esta compresión tiene un doble efecto en servicio: en primer lugar sirve para evitar las tracciones que produciría la sobrecarga en las velas si no se pretensaran; y en segundo lugar, al comprimir estas, se reduce la oscilación de tensiones en los cables, al colaborar la compresión de las velas.

3.4. Estribos

En el estribo 1, situado en el lado del pueblo de Lomas de Chapultepec, se ha construido el parque de fabricación para el empuje, que tiene 62 m de longitud. En él se han colocado también 2 amortiguadores longitudinales que disipan la acción longitudinal del sismo, y un amortiguador transversal.

En el estribo 2 únicamente se ha colocado un amortiguador transversal. Dada la distribución de vanos, el último es de 90 m, y por ello en el estribo, además de permitir los desplazamientos del tablero, se deben resistir fuerzas verticales de tiro con un sistema compatible con estos movimientos; se ha resuelto aplicando una solución similar a la que se empleó en el viaducto Carrera Novena en Bucaramanga (Colombia) [3,4]. Se ha definido un marco unido al tablero, que atraviesa el muro del estribo y que transmite la carga a este mediante un apoyo con capacidad de deslizamiento de la pieza superior del marco si es carga de



Figura 13. El puente terminado antes de retirar los apoyos provisionales.

apoyo, y mediante un apoyo de la pieza inferior que atraviesa el muro del estribo, si hay tiro (fig. 10). Este marco está cosido verticalmente mediante pretensado, que es desmontable si hay necesidad de sustituir apoyos.

La disposición de amortiguadores en ambas direcciones obliga a la colocación de juntas que admitan desplazamientos en ambas direcciones. En este caso, longitudinalmente el puente puede tener un desplazamiento máximo de ± 290 mm, y transversalmente de ± 370 mm, lo que ha llevado a la colocación de juntas de tipo fuelle que recojan ambos desplazamientos.

En el estribo 1 se ha realizado una cimentación profunda mediante pilotes de 1,5 m de diámetro, mientras que en el parque de fabricación se han dispuesto pilotes de 1,2 m de diámetro dado que las cargas son menores. En el estribo 2 la cimentación es directa. Cabe indicar que en este estribo se ha situado un muro por delante de él para evitar que en las crecidas se pueda inundar la zona de los marcos.

4. Proceso de construcción

Una de las singularidades de este puente es su procedimiento de construcción, condicionado por la urgencia de su terminación. Desde un principio se quiso evitar trabajar en el cauce del río por miedo a crecidas que pudieran llevarse la cimbra. Por este motivo se decidió construir el tablero mediante empuje. El primer inconveniente que surgió es que la luz del vano principal y la de los laterales no permitían empujarlos libremente, porque el canto del tablero era insuficiente. Por ello se han dispuesto 5 pilas provisionales metálicas, 3 en el vano central y una en cada uno de los vanos de 90 m, dejando vanos de 55 m como máximo, con los que se puede realizar el empuje.

Al empujar un puente se puede optar por la construcción en el parque de la sección completa o por la construcción en 2 fases, de forma que se optimice el tiempo de construcción. En este puente hemos optado por la segunda, construyendo en una primera fase la losa inferior de las vigas, y una vez hecha empujarla hasta la segunda parte del patio para completar la sección con las almas, la losa y las costillas. La longitud de la dovola mayor es igual a 30 m, por lo que en este caso, al construir la sección en 2 fases, se ha necesitado un parque de fabricación de 62 m de longitud.

Al tener la sección 2 vigas, se proyectó una nariz de lanzamiento para cada una de ellas y se arriostraron entre sí; tiene una longitud de 33 m.



Figura 14. Vista aérea del puente terminado.

Se decidió no empujar sobre los apoyos definitivos debido a que son de tipo pendular y no era sencillo realizar el empuje sobre ellos, como hemos visto. A su vez la sección de las vigas en cajón obliga durante el proceso a apoyarlas bajo las almas, mientras que el apoyo definitivo está en el centro. Por ello se proyectaron unos balancines metálicos sobre los que se disponían las almohadillas de neopreno-teflón bajo cada una de las almas de las vigas. Estos balancines se apoyaban sobre un apoyo central de neopreno zunchado, que les confería el giro necesario para asegurar que las cargas en los 4 apoyos de las almas (2 por cajón) fueran iguales (fig. 11).

Otro problema que surgió fue el diseño de los topes transversales para sismo durante el empuje del tablero. Se hicieron unas piezas metálicas que se colocaron en todas las pilas, incluidas las provisionales, que se unían a estas mediante barras de pretensado (fig. 12). Una vez finalizado el empuje se retiraron.

A su vez hubo que hacer un sistema de amarre del puente para el supuesto que ocurriese un sismo durante la construcción. Este sistema se situó en el parque de fabricación y consistía en 2 piezas metálicas que mediante un sistema de barras de pretensado sujetaban el tablero. Las cargas debidas a la acción sísmica se transmitían a partir de esta pieza al parque de fabricación, que dada su longitud y número de pilotes la resistía. El procedimiento consistía en tener siempre el puente fijado salvo cuando se procedía al empuje, que se debía soltar.

Una vez finalizado el empuje se procedió a montar los tirantes y tesarlos en función de lo que estaba definido en cada fase

del proceso. Una vez que un apoyo provisional se despegaba se retiraba el apoyo de forma que no volviese a apoyarse. El hormigonado de las velas se hizo en diferentes fases, entre las cuales se hacían retesados de los tirantes para compensar su peso. Una vez hormigonada la última fase de las velas, se procedió a realizar su retesado final con el objetivo de precomprimirlas, y dejar el puente terminado (figs. 13 y 14).

5. Ficha técnica

Propiedad:→Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México (SCT).

Proyecto:→Carlos Fernández Casado, S.L.-MEXPRESA.

Constructora:→MEXPRESA (Mexicana de Presfuerzo, S.A de C.V.).

Proveedora de amortiguadores, apoyos y juntas:→MAURER.

Bibliografía

- [1] L. Troyano Fernández, *Tierra sobre el Agua. Visión Histórica Universal de los Puentes*, 2.^a ed, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2004, 839 p.
- [2] C. Menn, H. Rigendinger, W. Maag, *Il ponte sulla valle de Ganter per la nuova strada del Sempione in Svizzera*, *Indust. It. Cemento*. 6 (1982) 509.
- [3] L. Fernández Troyano, L. Fernández Muñoz, G. Ayuso Calle, R. González Aguilar, C. Iglesias Pérez, A. Cano Fernández-Carrión, *Viaducto atirantado de Bucaramanga, Colombia*, VI Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2014.
- [4] L. Fernández Troyano, L. Fernández Muñoz, G. Ayuso Calle, R. González Aguilar, C. Iglesias Pérez, A. Cano Fernández-Carrión, *Stayed viaduct in Bucaramanga, Colombia*, 37th IABSE Symposium, Madrid, 2014.

Original

Cálculo de torres atirantadas sin utilizar elementos finitos

Calculating guyed towers without using finite elements

Pablo M. Páez^{a,*} y Berardi Sensale^b

^a M. Sc. Prof. Asistente, Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay

^b Dr. Prof. Titular, Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay

Recibido el 5 de diciembre de 2016; aceptado el 28 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 30 de junio de 2017

Resumen

En este trabajo se desarrolla una nueva formulación, basada en el método de la viga-columna, para el análisis de mástiles atirantados. El método propone el cálculo de las deformaciones producidas por los efectos de segundo orden a partir de las *funciones de estabilidad*. A tales efectos, la torre se modela como una viga-columna equivalente, continua, sobre apoyos elásticos no-lineales, cuyas rigideces axial, flexional y de corte se calculan según sea el patrón de construcción de la torre. Los cables son reemplazados por apoyos elásticos no-lineales cuya constante elástica se obtiene a partir de la utilización de módulo de elasticidad secante de los cables. A los efectos de validar el método propuesto se realiza un estudio comparativo analizando un mástil atirantado de 150 m de altura mediante el método de los elementos finitos con el programa comercial SAP 2000. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Torres atirantadas; Funciones de estabilidad; Teoría de segundo orden; No-linealidad geométrica

Abstract

Based on the equivalent beam-column method, this paper develops a new formulation for the analysis of guyed towers. The method proposes the calculation of the second order deformation using the stability functions. For this purpose, the tower is modelled as a continuous equivalent beam-column, on non-linear elastic supports, for which the axial stiffness, flexural stiffness, and shear stiffness are calculated depending on the pattern construction of the tower. The guys are replaced by non-linear elastic supports for which the spring constant is obtained from the secant modulus of the cables. In order to validate the proposed method, a comparative study is carried out between the proposed method and the finite element method on a 150 metre-high guyed tower using the SAP 2000 software.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Guyed towers; Stability functions; Second order analysis; Geometric non-linearity

1. Introducción

Las comunicaciones de radio y televisión, así como la telefonía celular, son posibles en el mundo moderno gracias a estructuras que ejercen de soporte para los equipos de transmisión de las señales de un lugar a otro. Las torres de celosía son estructuras con una amplia utilización como soporte de los sis-

temas de comunicación, debido a su gran resistencia en relación al consumo de material y a su permeabilidad, lo que reduce las fuerzas del viento generadas sobre ellas. Estas estructuras suelen ser elementos esbeltos y ligeros, ubicados en su mayoría en lugares expuestos, por lo que las cargas ambientales prevalecen en el diseño.

Dos tipos de torres de celosía se emplean de acuerdo a la tipología estructural: las torres autoportantes y las torres atirantadas. Cuando se requieren grandes alturas y las condiciones del sitio de implantación lo permiten, estas últimas son las usualmente

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: ppaez@ing.edu.uy (P.M. Páez).

utilizadas, debido a su menor costo de construcción en relación con las autoportantes.

Para el análisis de torres atirantadas existen varios métodos. La norma TIA 222-G [1] especifica tres tipos de análisis. El primero consiste en un análisis donde la torre es modelada como una viga-columna equivalente soportada por cables representados como elementos tipo cable o como apoyos elásticos no-lineales. El segundo consiste en un análisis tridimensional elástico en donde la torre se modela como un reticulado espacial cuyas barras solo pueden tomar fuerza directa. Por último, puede realizarse un análisis elástico tridimensional en donde algunos de los miembros de la torre se modelan como elementos que trabajan a flexión y a fuerza directa, y otros como elementos que trabajan exclusivamente a fuerza directa. En los dos últimos métodos de análisis, los cables se modelan como elementos tipo cable.

Cualquiera que sea el método de análisis utilizado, la complejidad del mismo radica en la inherente no-linealidad que presentan estas estructuras. Por una parte, la no-linealidad de los tirantes —elementos estructurales que se materializan mediante cables de acero pretensado de alta resistencia— y por otra, la no-linealidad geométrica. La esbeltez que presentan estas torres las hace susceptibles al fenómeno de pandeo; en otras palabras, los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados. Las acciones horizontales provocan desplazamientos que incrementan el nivel de tensión en los cables y a su vez las fuerzas de compresión sobre la torre. Estas fuerzas de compresión tienden a aumentar el desplazamiento, y así sucesivamente, fenómeno que se denomina comúnmente efecto $P-\Delta$.

Dentro de los métodos del primer tipo, basados en el modelo de la viga-columna, diferentes investigadores han realizado distintas propuestas en más de cincuenta años. Cohen y Perrin [2] propusieron un análisis bidimensional mediante un modelo de viga-columna sobre apoyos elásticos considerando únicamente la rigidez flexional de la viga. En el mismo sentido, Ezra [3] propuso un análisis bidimensional basado en el modelo de la viga-columna sobre apoyos elásticos no-lineales y considerando la torsión de la estructura mediante resortes de torsión. Básicamente, el análisis consiste en calcular los desplazamientos de la estructura en forma iterativa a partir de un conjunto arbitrario de desplazamientos iniciales. Kalha [4] propone un método aproximado para el análisis de mástiles atirantados utilizando para la torre una viga-columna equivalente y para los tirantes elementos tipo cable. Esto es llevado a cabo ensamblando en forma matricial elementos tridimensionales tipo viga para la torre y elementos de cable para los cables. Si bien el método tiene en cuenta el acoplamiento geométrico entre los diferentes grados de libertad y los efectos de segundo orden, es difícil de aplicar, pues requiere un alto grado de programación computacional. Wahba et al. [5] analizaron tres modelos diferentes para torres atirantadas, y uno de ellos consistió en modelar la torre como viga-columna equivalente y elementos no-lineales para los cables. Sus resultados validaron las conclusiones de estudios previos de Kahla y confirmaron la respuesta no-lineal geométrica de estas estructuras frente a las cargas de viento. Margariti y Gantes [6] proponen un método aproximado basado en las expresiones clásicas de pandeo para el cálculo de la carga

crítica en torres atirantadas y en pilones de puentes atirantados. Dicho método se basa en un modelo de un solo vano de viga-columna, considerando únicamente la rigidez flexional del mástil o pilón. La no-linealidad de los cables se tiene en cuenta mediante el módulo de elasticidad equivalente obtenido a partir de la fórmula del módulo tangente de los cables.

Importantes han sido las contribuciones de los diferentes autores al problema planteado. Dentro de estas contribuciones los métodos más utilizados hoy en día son los basados en los elementos finitos. Estos métodos son muy precisos. Sin embargo, para que las soluciones converjan se requiere discretizar la estructura en un elevado número de elementos, además de requerir un gran esfuerzo de programación computacional [4,5]. Las contribuciones basadas en los métodos analíticos requieren análisis complejos, y si bien permiten obtener soluciones cuyos resultados son próximos a los obtenidos mediante la utilización de elementos finitos, en general presentan diferencias significativas [2,3,6]. Es por ello que en este trabajo se propone desarrollar un nuevo método analítico para el análisis de mástiles atirantados, basado en el modelo de la viga-columna, que además de mantener la rigurosidad matemática de los métodos analíticos presenten una precisión tal que se obtengan soluciones suficientemente exactas para el diseño de este tipo de estructuras, pero cuya aplicación sea simple, evitando así el alejamiento del ingeniero de la concepción del modelo, y cuyas soluciones puedan obtenerse en un tiempo y con un esfuerzo razonables.

El método propuesto considera la no-linealidad de los cables y los efectos de segundo orden. En este sentido, la torre se modela como una viga-columna equivalente, continua, sobre apoyos elásticos, cuyas rigideces axial, flexional y de corte se calculan según sea el patrón de construcción de la torre [7]. Los cables son reemplazados por apoyos elásticos cuya constante elástica se obtiene a partir de la utilización de módulo de elasticidad secante de los cables [8]. El método propone el cálculo de las deformaciones producidas por los efectos de segundo orden a partir de las *funciones de estabilidad* [9].

Una de las principales ventajas del método es la reducción del esfuerzo computacional, ya que la estructura no necesita ser discretizada en un número grande de elementos para la convergencia, con lo cual el método puede ser más útil en las etapas de prediseño. Otra ventaja del método analítico propuesto es que utiliza los conceptos básicos y más generales desde el punto de vista de la ingeniería estructural, lo que permiten al ingeniero visualizar rápidamente cuáles son los parámetros que influyen en el diseño.

A los efectos de validar el método propuesto se realizará un estudio comparativo analizando un mástil atirantado a partir de diferentes modelos numéricos mediante el empleo de elementos finitos con el programa comercial SAP 2000 [10].

2. Las torres atirantadas

Las torres están formadas por una serie de barras verticales —en general denominadas montantes—, barras horizontales y barras diagonales que conforman de esta manera un reticulado espacial. La sección transversal de torre frecuentemente utilizada es la triangular equilátera, si bien en algunos casos

pueden utilizarse secciones cuadradas. Para las estructuras de menor porte los elementos estructurales que conforman el reticulado son materializados mediante barras circulares macizas de acero, mientras que para estructuras de mayor porte se utilizan tubos circulares de acero, perfiles angulares y perfiles de chapas plegadas.

Los tirantes proporcionan soporte lateral a las torres. Se colocan en general uniformemente distribuidos en la altura y se los pretensa con un valor inicial de tensión. En el caso de torres de sección triangular se colocan tres por cada nivel, y en el caso de sección rectangular se colocan cuatro por nivel. Los tirantes se anclan en el terreno de manera tal que los ángulos que forman los planos constituidos por cada tirante y la torre sean iguales. Las inclinaciones típicas utilizadas para estos, medidas como el ángulo que forma el tirante con la horizontal, están en el entorno de los 40° a 60°, pudiendo alcanzar inclinaciones menores para los tirantes del primer nivel.

La tensión inicial de pretensado de los cables es uno de los principales parámetros que afectan la estabilidad de este tipo de estructuras [11]. Este es impuesto durante la construcción del mástil y debe ser verificado periódicamente. La norma TIA 222-G recomienda valores medios del 10% de la tensión de rotura del cable, con un rango de variación entre el 7 y el 15% de la tensión de rotura, ya que dentro de este rango pueden ser despreciados los efectos de las vibraciones y de inestabilidad aeroelástica. Por su parte, la norma EN 1993-1-11 proporciona lineamientos algo más generales, permitiendo tensiones iniciales de hasta el 45% de la tensión de rotura. No obstante, requiere que sean verificados los fenómenos de vibración e inestabilidad aeroelástica [12].

Este trabajo se centrará en las torres de sección transversal triangular equilátera, si bien la mayoría de los razonamientos expuestos aquí pueden extenderse a torres de sección transversal cuadrada.

3. Modelo de la torre: propiedades de la viga-columna equivalente

El modelo de la torre como una viga-columna equivalente requiere trabajar bajo determinadas hipótesis. El material que constituye la viga presenta un comportamiento elástico lineal, las deformaciones de la viga son pequeñas, y admitamos que las secciones normales al eje de la viga, primitivamente planas, permanecen planas pero no necesariamente normales al eje baricéntrico de la viga, bajo la acción del momento flector y la fuerza cortante.

La figura 1 muestra los patrones típicos de reticulado de una de las caras de la torre. Para cada uno de dichos patrones, las propiedades geométricas de la viga-columna equivalente pueden ser obtenidas utilizando el principio de los trabajos virtuales. En la tabla 1 se hallan dichas propiedades para el caso de torres de sección triangular [4,7].

Dado que en las estructuras reticuladas la deformación por esfuerzo cortante no es despreciable, esta puede ser tenida en cuenta en la viga equivalente considerando un momento de inercia reducido. Para la viga simplemente apoyada de

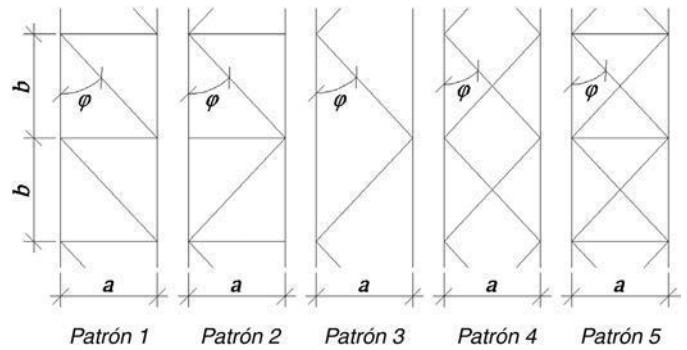


Figura 1. Configuraciones típicas de reticulado en una de las caras de la torre.

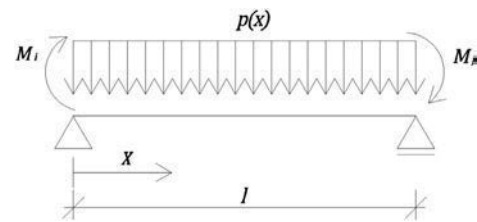


Figura 2. Viga simplemente apoyada de luz de vano l , sometida a momentos de extremo M_i y M_j y a una carga uniformemente distribuida p .

figura 2, la curvatura puede calcularse por medio de la ecuación 1 [13]:

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} = -\frac{1}{E \cdot I_z} \left(M(x) + \frac{E \cdot I_z}{\Omega_{red} \cdot G} \frac{dV(x)}{dx} \right) \quad (1)$$

siendo $v(x)$ el valor de la elástica a una distancia x del extremo; $M(x)$ y $V(x)$ son el momento flector y la fuerza cortante para una sección situada a una distancia x del extremo, y Ω_{red} es la sección reducida, cuya expresión viene dada por la ecuación 2:

$$\frac{1}{\Omega_{red}} = \frac{1}{I_z^2} \int \frac{\mu(z)^2}{b(z)} dz \quad (2)$$

siendo $\mu(z)$ el momento estático de primer orden respecto al eje baricéntrico, y $b(z)$ el ancho de la sección.

Tomando $\Omega_{red} = A$, la relación entre la flecha por fuerza cortante, f_{cor} , y la flecha por momento flector en el centro del vano, f_{fl} , es aproximadamente calculada por la ecuación 3:

$$\psi = \frac{f_{cor}}{f_{fl}} = \frac{128}{5} \frac{I_z}{A} \left(\frac{1}{l} \right)^2 \quad (3)$$

Por lo tanto, a los efectos de tener en cuenta la deformación por fuerza cortante, puede utilizarse un momento de segundo orden equivalente al valor dado por la ecuación 4:

$$I_{z,eq} = (1 + \psi)^{-1} \cdot I_z \quad (4)$$

En este sentido, Williamson y Margolin [14] muestran la importancia de considerar los efectos del corte en el análisis de las torres atirantadas.

Tabla 1
Propiedades geométricas equivalentes de la sección de la viga-columna según el patrón de reticulado de una cara de la torre

Propiedades equivalentes	Patrón 1	Patrón 2 y 3	Patrón 4	Patrón 5
$E \cdot A$	$3 \cdot E \cdot A_m$	$3 \cdot E \cdot A_m$	$3 \cdot E \cdot A_m$	$3 \cdot E \cdot (A_m + \hat{A})$
$E \cdot I_y, E \cdot I_z$	$\frac{1}{2} \cdot E \cdot A_m \cdot a^2$	$\frac{1}{2} \cdot E \cdot A_m \cdot a^2$	$\frac{1}{2} \cdot E \cdot A_m \cdot a^2$	$\frac{1}{2} \cdot E \cdot a^2 \cdot (A_m + \hat{A})$
$G \cdot A_y, G \cdot A_z$	$\frac{3}{2} \left(\frac{1}{E \cdot A_d \cdot \psi_1} + \frac{\tan \varphi}{E \cdot A_h} \right)^{-1}$	$\frac{3}{2} E \cdot A_d \cdot \psi_1$	$\frac{3}{2} E \cdot A_d \cdot \psi_1$	$3 \cdot E \cdot A_d \cdot \psi_1$

E y G son el módulo de elasticidad y el módulo de corte del material.

$E \cdot A$ es la rigidez axial equivalente de la viga-columna.

$E \cdot I_z, E \cdot I_y, G \cdot A_z$ y $G \cdot A_y$ corresponden a la rigidez flexional y a la rigidez de cortante de la viga-columna equivalente con respecto a ejes coordenados baricentros z e y , respectivamente.

A_m, A_d y A_h son las áreas de las secciones de las barras de los montantes, las barras diagonales y horizontales que conforman el reticulado.

a y b son la distancia entre las barras montantes y la distancia entre las barras horizontales.

φ es el ángulo que forman las barras montantes con las diagonales.

$$\psi_1 = \sin^2 \varphi \cdot \cos \varphi$$

$$\hat{A} = \frac{A_d \cdot A_h \cdot \cos^3 \varphi}{A_h + 2 \cdot A_d \cdot \sin^3 \varphi}$$

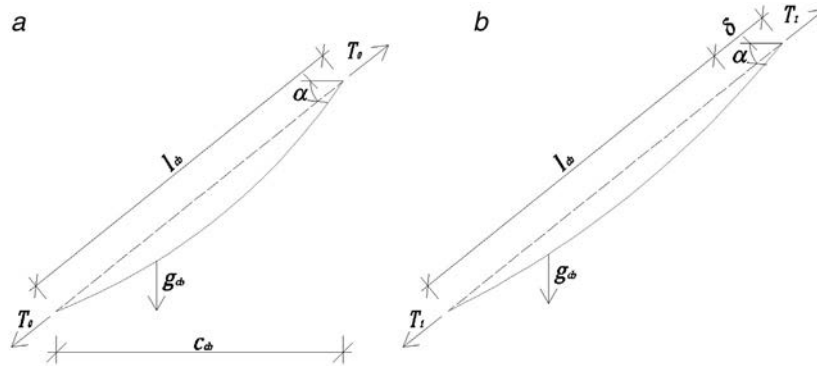


Figura 3. Cable inclinado sometido al peso propio: relación entre la deformación y la fuerza aplicada en la dirección de la cuerda.

4. Modelo de los tirantes

4.1. El cable elástico: módulo de elasticidad secante

Sea un cable inclinado cuya longitud de cuerda sea igual a l_{cb} y su proyección con respecto a la horizontal c_{cb} , sometido a la acción de una fuerza de tracción T_0 en el sentido de la cuerda y a la acción de su peso propio g_{cb} (fig. 3). Basados en la configuración catenaria del cable, al aplicar una fuerza de tracción T_1 en la dirección de la cuerda, el alargamiento δ del mismo puede expresarse mediante la ecuación 5 [8]:

$$\frac{\delta}{l_{cb}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_0) \cdot \gamma_{cb} + c_{cb}^{-1} \cdot [\sigma_1^2 \cdot \sinh(\gamma_{cb} \cdot c_{cb} \cdot \sigma_1^{-1}) - \sigma_0^2 \cdot \sinh(\gamma_{cb} \cdot c_{cb} \cdot \sigma_0^{-1})]}{2 \cdot E_{cb} \cdot \gamma_{cb} \cdot \cosh(1/2 \cdot \gamma_{cb} \cdot c_{cb} \cdot \sigma_1^{-1})} + (5)$$

$$+ \frac{4 \cdot E_{cb} \cdot c_{cb}^{-1} \cdot [\sigma_0 \cdot \sinh(1/2 \cdot \gamma_{cb} \cdot c_{cb} \cdot \sigma_0^{-1}) - \sigma_1 \cdot \sinh(1/2 \cdot \gamma_{cb} \cdot c_{cb} \cdot \sigma_1^{-1})]}{2 \cdot E_{cb} \cdot \gamma_{cb} \cdot \cosh(1/2 \cdot \gamma_{cb} \cdot c_{cb} \cdot \sigma_1^{-1})}$$

siendo E_{cb} el módulo de elasticidad del material del cable, σ_1 y σ_0 las tensiones en el cable debido a las fuerzas en la dirección en la cuerda T_1 y T_0 , respectivamente, y γ_{cb} la densidad del cable.

La no-linealidad existente entre la fuerza de tracción aplicada en la dirección de la cuerda y la deformación debido al cambio en

la flecha bajo diferentes condiciones de carga puede ser tenida en cuenta mediante los módulos de elasticidad tangente y secante. De esta manera puede tratarse el fenómeno no-lineal como uno lineal. Sin embargo, el módulo tangente debe utilizarse cuando la relación entre las tensiones σ_1 y σ_0 es pequeña; de lo contrario, deberá utilizarse el módulo secante cuya expresión viene dada por la ecuación 6 [8]:

$$E_{sec} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} = \frac{\sigma_1 - \sigma_0}{\delta} \cdot c_{cb} \tag{6}$$

La gráfica de la figura 4 muestra la variación del módulo de elasticidad secante en función de la tensión final σ_1 para longitudes de cable de 60, 100 y 160 m, cuyo módulo de elasticidad es $E_{cb} = 185$ GPa y su tensión inicial es $\sigma_0 = 140$ MPa, que corresponde al 10% de la tensión de rotura. Podemos ver que para tensiones finales del orden del 50% de la tensión de

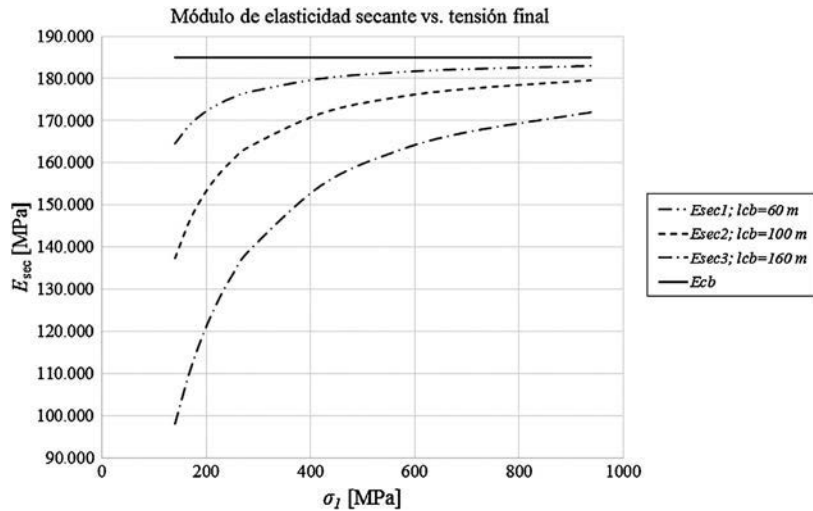


Figura 4. Curva módulo de elasticidad secante vs. tensión en el cable. Tomando $E_{cb} = 185 \text{ GPa}$ y $\sigma_0 = 0$, $1 \cdot f_u = 140 \text{ MPa}$.

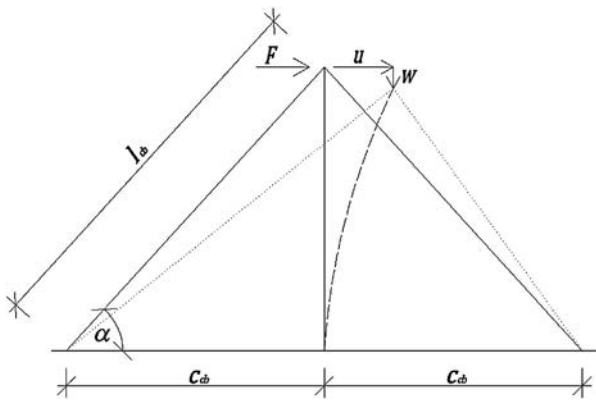


Figura 5. Sistema plano simétrico formado por el mástil y dos cables. Configuración deformada al aplicar una carga horizontal F en el extremo superior.

rotura, la relación entre el módulo de elasticidad del cable y el módulo secante no excede del 10% para una longitud del cable de 160 m, ni del 4% para una longitud del cable de 100 m.

4.2. El sistema de cables: constante elástica equivalente

Consideremos en primera instancia el sistema plano simétrico, en equilibrio, formado por el mástil y dos cables (fig. 5). Si aplicamos una fuerza horizontal en el extremo superior del mástil, este se deformará y su posición puede describirse como un desplazamiento horizontal u y uno vertical w , siendo ambas componentes del desplazamiento pequeñas. Dado que el desplazamiento de mástil está compuesto por un movimiento rígido y por la flexión del mismo, puede asumirse que el desplazamiento w es un infinitésimo de segundo orden de u ($w \sim O(u^2)$) [15].

Al desplazarse el mástil, el cable a la izquierda se alargará mientras que el de la derecha se acortará. Si ambos cables están sometidos a una fuerza de tracción inicial T_0 en la dirección de la cuerda, el cable de la izquierda experimentará un rápido aumento de la tensión, mientras que el de la derecha un rápido descenso. La figura 6 muestra de manera esquemática el razonamiento precedente.

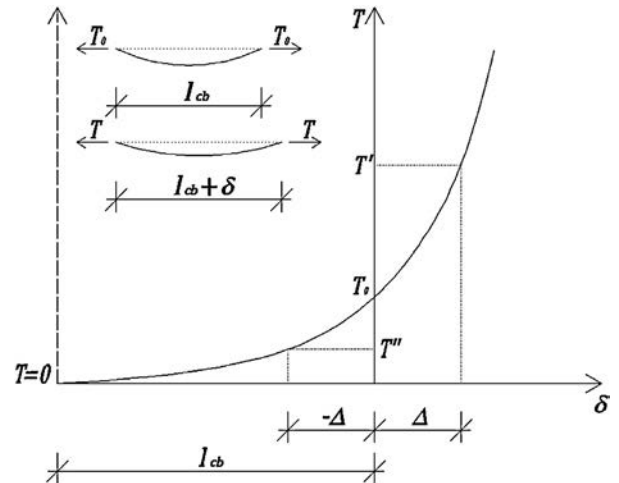


Figura 6. Curva fuerza vs. desplazamiento del cable con origen en la condición inicial de tensado. Adaptada de [8].

Con relación a la figura 6, el alargamiento δ_1 del cable de la izquierda y el acortamiento δ_2 del cable de la derecha en función del desplazamiento horizontal u pueden expresarse por medio de la ecuación 7:

$$\delta_1 = -\delta_2 = \frac{c_{cb}}{l_{cb}} \cdot u \tag{7}$$

Si la fuerza F aplicada es de valor unidad y considerando una relación lineal entre la tensión y la deformación mediante el empleo del módulo de elasticidad secante (ecuación 7), la constante elástica equivalente utilizada para sustituir el sistema de cables es (ecuación 8):

$$k_{eq} = (E_{sec,1} + E_{sec,2}) \cdot A_{cb} \cdot \frac{c_{cb}^2}{l_{cb}^3} \tag{8}$$

siendo A_{cb} el área de la sección transversal de los cables, $E_{sec,1}$ y $E_{sec,2}$ son los módulos de elasticidad secante del cable que se estira y del cable que se acorta, respectivamente, y α es la inclinación de los cables con respecto a la horizontal.

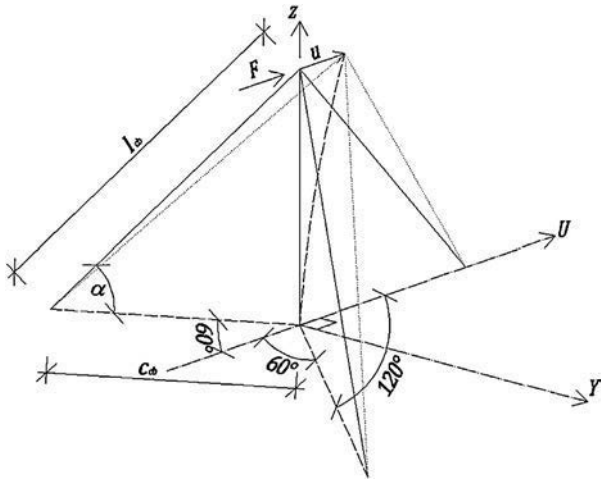


Figura 7. Sistema tridimensional formado por el mástil y tres cables de igual longitud de cuerda e igual inclinación.

Consideremos ahora el sistema tridimensional constituido por el mástil y tres cables de igual longitud de cuerda l_{cb} , igual inclinación α y tal que los planos formados por cada cable y el mástil equidistan entre sí, al que se aplica una fuerza horizontal F de valor unidad en el extremo superior del mástil en la dirección del eje U (fig. 7). Si la fuerza se aplica en el sentido positivo del eje U (como se muestra en la figura), la relación entre el alargamiento δ_1 de los cables a barlovento y el desplazamiento horizontal u , así como la relación entre el acortamiento δ_2 del cable a sotavento y el desplazamiento horizontal, puede expresarse mediante las ecuaciones 9:

$$\delta_1 = \frac{c_{cb}}{2 \cdot l_{cb}} \cdot u \quad (9)$$

$$\delta_2 = -\frac{c_{cb}}{l_{cb}} \cdot u$$

Planteando equilibrio horizontal, ecuación 10:

$$(E_{sec,1} + 2 \cdot E_{sec,2}) \cdot A_{cb} \cdot u \cdot \frac{c_{cb}^2}{2 \cdot l_{cb}^3} = 1 \quad (10)$$

Por lo tanto, la constante elástica equivalente utilizada para sustituir el sistema de cables queda determinada por la ecuación 11:

$$k_{eq} = (E_{sec,1} + 2 \cdot E_{sec,2}) \cdot A_{cb} \cdot \frac{c_{cb}^2}{2 \cdot l_{cb}^3} \quad (11)$$

A partir de las ecuaciones 5, 9 y 11 podemos concluir que, bajo las hipótesis planteadas, la estructura de la figura 7 es más flexible en el sentido positivo del eje U que en el sentido negativo.

5. Método propuesto

Consideremos una estructura tipo mástil atirantado, de altura h_t , con n niveles de tirantes uniformemente espaciados entre sí una distancia h_j . Sin pérdida de generalidad, consideremos que la estructura está empotrada en la base, como se representa en la figura 8a.

La torre estará sujeta a cargas distribuidas verticales $p_z(z)$ como su peso propio; cargas verticales puntuales P_z , debidas por ejemplo al peso de los accesorios, pero en carácter general serán debidas al alargamiento y acortamiento de los cables y a la carga de viento sobre los mismos; y a cargas puntuales y distribuidas horizontales, P_x y $p_x(z)$, respectivamente, básicamente debidas a la acción del viento sobre el mástil, los cables y los accesorios.

Planteando equilibrio en la configuración deformada en el nodo j , en referencia a la figura 8b podemos escribir para el momento de continuidad $j-1$ la ecuación 12:

$$M_{j-1} = M_j + \sum_{i=j}^{i=n} (H_i + P_{x,i} - k_{eq,i} \cdot v_i) \cdot h_i + \sum_{i=j}^{i=n} M_{e,i} + \quad (12)$$

$$+ (v_j - v_{j-1}) \cdot \sum_{i=j}^{i=n} \left(P_{z0,i} + P_{z,i} + 2 \cdot \left(\frac{E_{sec,1} - E_{sec,2}}{E_{sec,1} + 2 \cdot E_{sec,2}} \right) \cdot k_{eq,i} \cdot \frac{z_{cb,i}}{c_{cb,i}} \cdot v_i + 3 \cdot T_{0,i} \cdot \frac{z_{cb,i}}{c_{cb,i}} \right)$$

siendo z_{cbj} la altura correspondiente al nivel j de tirantes, v_j el valor de la elástica para dicho nivel de tirantes, k_{eqj} es el valor de la constante elástica equivalente para el nivel j de tirantes, $c_{cb,j}$ es la distancia horizontal entre el pie de los tirantes del nivel j y la torre, H_j es la fuerza resultante horizontal entre dos niveles de tirantes, obtenida como, $H_j = \int_{z_{cb,j-h_j/2}}^{z_{cb,j+h_j/2}} p_x(z) dz$,

$P_{z0,j}$ es la fuerza resultante vertical debida a la carga vertical uniformemente distribuida entre dos niveles de tirantes, obtenida como, $P_{z0,j} = \int_{z_{cb,j-h_j/2}}^{z_{cb,j+h_j/2}} p_z(z) dz$, $P_{z,j}$ es la fuerza vertical en el nivel de tirantes j debida a la acción del viento sobre estos y $M_{e,j}$ es el momento debido a la excentricidad de los cables en el nivel j de tirantes y viene dado por la ecuación 13:

$$M_{e,j} = - \left(\frac{\sqrt{3}}{6} \cdot E_{sec,1} + \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot E_{sec,2} \right)_j \cdot \frac{a \cdot A_{cb,j} \cdot z_{cb,j} \cdot c_{cb,j} \cdot v_j}{l_{cb,j}^3} \quad (13)$$

5.1. Análisis de la estructura

Consideremos una viga-columna continua sobre apoyos elásticos discretos sometida a la acción de cargas externas para la que son conocidas las propiedades seccionales y de los materiales. Planteando equilibrio en la configuración deformada para las barras entre los nudos $j-1$, j y $j+1$ (fig. 9), y aplicando las ecuaciones de *slope-deflection* con fuerza axial de compresión

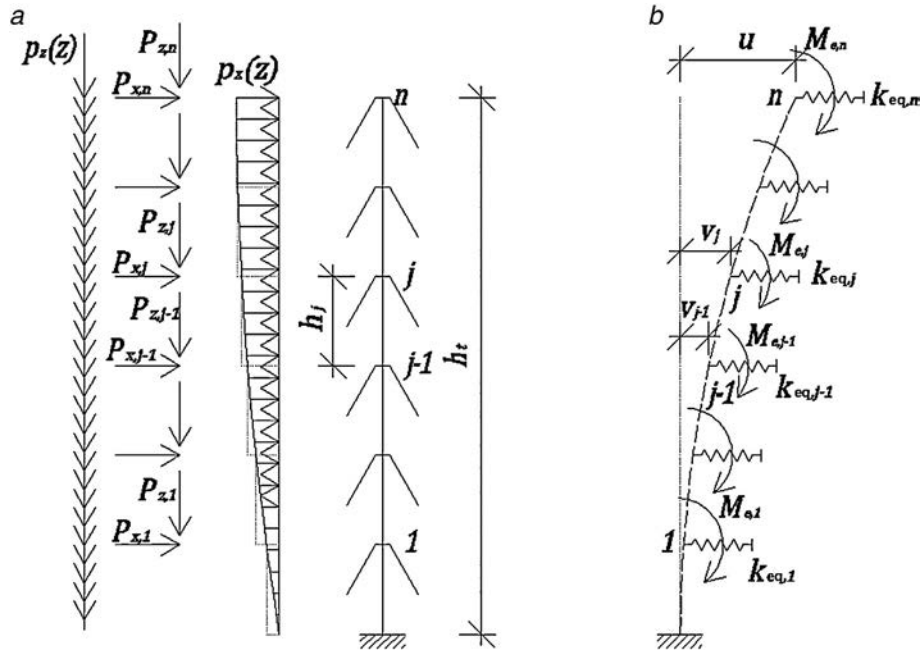


Figura 8. a) Acciones exteriores sobre el mástil atirantado. b) Modelo matemático de cálculo, configuración deformada.

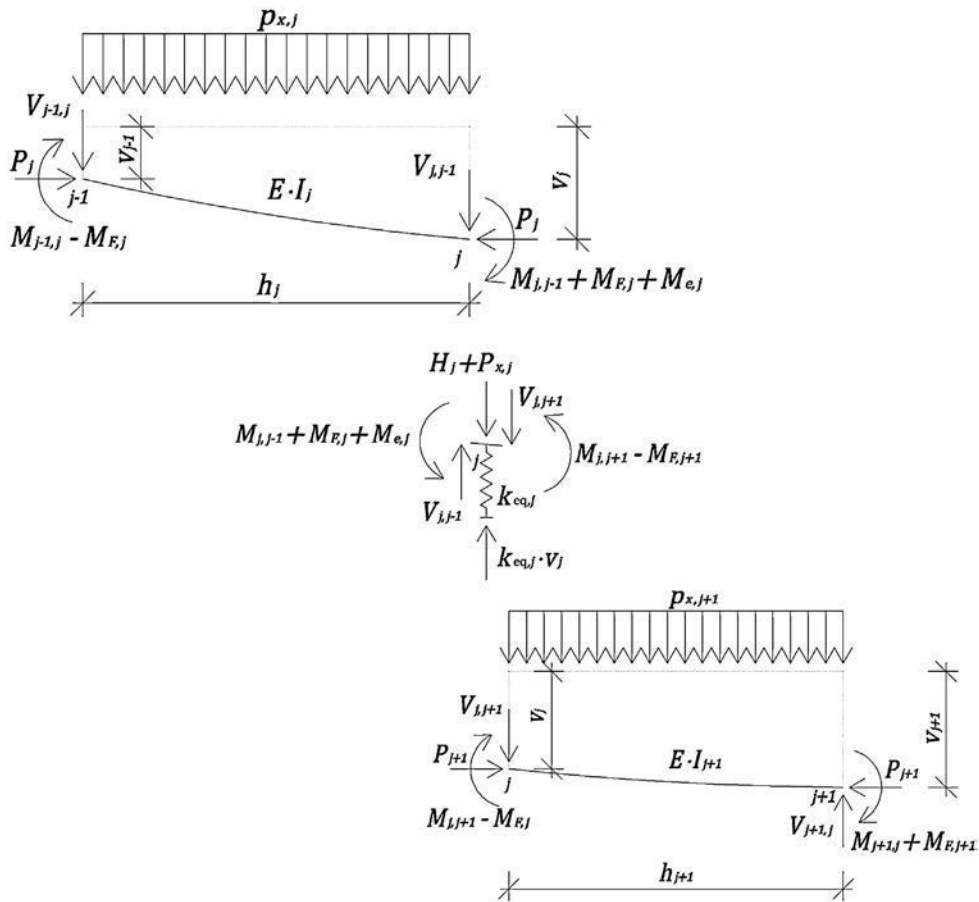


Figura 9. Configuración deformada de la viga-columna continua sobre apoyos elásticos discretos para las barras entre los nudos $j-1, j$ y $j+1$. Diagramas de cuerpo libre para el planteamiento de las ecuaciones de *slope-deflection*.

[9], ecuación 14:

$$M_{j-1,j} = \left(\frac{E \cdot I}{h} \right)_j \cdot \left[C \cdot \theta_{j-1} + S \cdot \theta_j - (C + S) \cdot \frac{(v_{j+1} - v_j)}{h} \right]_j - M_{F,j} \quad (14)$$

$$M_{j,j-1} = \left(\frac{E \cdot I}{h} \right)_j \cdot \left[S \cdot \theta_{j-1} + C \cdot \theta_j - (C + S) \cdot \frac{(v_{j+1} - v_j)}{h} \right]_j + M_{F,j}$$

obtenemos las ecuaciones 15:

$$a_{2j,1} \cdot \theta_{j+1} + a_{2j,2} \cdot v_{j+1} + a_{2j,3} \cdot \theta_j + a_{2j,4} \cdot v_j + a_{2j,5} \cdot \theta_{j-1} + a_{2j,6} \cdot v_{j-1} = -M_{e,j} + M_{F,j+1} - M_{F,j} \quad (15)$$

$$a_{2j-1,1} \cdot \theta_{j+1} + a_{2j-1,2} \cdot v_{j+1} + a_{2j-1,3} \cdot \theta_j + a_{2j-1,4} \cdot v_j + a_{2j-1,5} \cdot \theta_{j-1} + a_{2j-1,6} \cdot v_{j-1} = H_j + P_{x,j}$$

en donde los coeficientes a_{ij} en la ecuación 15 dependen de las propiedades geométricas de la viga y del material constituyente, de las funciones de estabilidad, de las fuerzas de compresión y de las constantes equivalentes de los resortes. Sus expresiones vienen dadas por la ecuación 16:

$$a_{2j,1} = \left(\frac{E \cdot I}{h} S \right)_{j+1} \quad (16)$$

$$a_{2j,2} = -a_{2j-1,1} = -\left(\frac{E \cdot I}{h^2} (C + S) \right)_{j+1}$$

$$a_{2j,3} = \left(\frac{E \cdot I}{h} C \right)_{j+1} + \left(\frac{E \cdot I}{h} C \right)_j$$

$$a_{2j,4} = a_{2j-1,3} = \left(\frac{E \cdot I}{h^2} (C + S) \right)_j - \left(\frac{E \cdot I}{h^2} (C + S) \right)_{j+1}$$

$$a_{2j,5} = \left(\frac{E \cdot I}{h} S \right)_j$$

$$a_{2j,6} = -a_{2j-1,5} = \left(\frac{E \cdot I}{h^2} (C + S) \right)_j$$

$$a_{2j-1,2} = -\left(2 \frac{E \cdot I}{h^3} (C + S) \right)_{j+1} + \frac{P_{j+1}}{h_{j+1}}$$

$$a_{2j-1,4} = \left(2 \frac{E \cdot I}{h^3} (C + S) \right)_{j+1} + \left(2 \frac{E \cdot I}{h^3} (C + S) \right)_j - \frac{P_{j+1}}{h_{j+1}} - \frac{P_j}{h_j} + k_{eq,j}$$

$$a_{2j-1,6} = -\left(2 \frac{E \cdot I}{h^3} (C + S) \right)_j + \frac{P_j}{h_j}$$

C_j y S_j son las funciones de estabilidad para la barra j , ecuación 17:

$$C_j = \frac{1 - \beta_j \cdot \cot(\beta_j)}{\frac{2 \tan(\beta_j/2)}{\beta_j} - 1} \quad (17)$$

$$S_j = \frac{\beta_j \cdot \operatorname{cosec}(\beta_j) - 1}{\frac{2 \tan(\beta_j/2)}{\beta_j} - 1}$$

β_j se denomina parámetro de pandeo y su expresión viene dada por la ecuación 18:

$$\beta_j = \sqrt{\frac{P_j h_j^2}{(E \cdot I)_j}} \quad (18)$$

De las ecuaciones de equilibrio se deduce la expresión para la fuerza de compresión en la barra j , P_j , ecuación 19:

$$P_j = \sum_{i=j}^{i=n} \left(P_{0,i} + P_{z,i} + 2 \cdot \frac{(E_{sec,1} - E_{sec,2})}{(E_{sec,1} + 2 \cdot E_{sec,2})} \cdot k_{eq,i} \cdot \frac{z_{cb,i}}{c_{cb,i}} \cdot v_i + 3 \cdot T_{0,i} \cdot \frac{z_{cb,i}}{c_{cb,i}} \right) \quad (19)$$

Los subíndices para las expresiones entre paréntesis indican a la barra que corresponde. Por ejemplo, $\left(\frac{E \cdot I}{h} S \right)_j$ indica que el módulo de elasticidad, el momento de segundo orden, la longitud de vano y la función de estabilidad S son las correspondientes a la barra j .

$M_{j-1,j}$ y $M_{j,j-1}$ son los momentos de extremo en la barra j . $M_{F,j}$ es el momento de empotramiento perfecto para una viga sometida a una fuerza uniformemente distribuida en su plano y a fuerza axial de compresión. Su expresión depende de las condiciones de vínculo de los extremos; para el caso de barras bi-empotradas, su expresión viene dada por la ecuación 20 [16]:

$$M_{F,j} = \frac{P_{x,j} \cdot h_j^2}{12} \left(\frac{12}{\beta_j^2} \right) \left[1 - \frac{\beta_j}{2 \cdot \tan(\beta_j/2)} \right] \quad (20)$$

Para una viga-columna de n tramos, a partir de la ecuación 15 se forma un sistema de $2n-1 \times 2n-1$ ecuaciones cuyas incógnitas son los giros y los desplazamientos laterales de los nudos $\theta_1 \dots \theta_j \dots \theta_{n-1}$ y $v_1 \dots v_j \dots v_n$, respectivamente, ya que, por un lado, el extremo superior de mástil se considera articulado, lo que implica que θ_n puede escribirse en función de θ_{n-1} , y por otro, cuando el extremo inferior está empotrado $\theta_0 = v_0 = 0$ y

cuando está articulado $v_0 = 0$ y θ_0 puede escribirse en función de θ_1 .

5.2. Obtención de la configuración deformada: análisis de segundo orden método iterativo

Para resolver el problema de forma simple, el método propuesto supone conocida la forma inicial de la elástica de la torre bajo la acción de las fuerzas externas, considerando para esta una función parabólica y tal que el valor máximo de la elástica sea menor que un valor prefijado $v_{m,i}$, con $v_{m,i} = 0,001 \cdot h_t$. Las constantes elásticas equivalentes en cada uno de los niveles se calculan a partir de los desplazamientos laterales supuestos. De esta manera puede estimarse de forma razonable la relación entre la fuerza de compresión en la barra j y la fuerza de compresión en la barra n de extremo. Sea ζ el factor de relación entre dichas fuerzas, esto es $P_j = \zeta \cdot P_n$, de esta manera la relación entre los parámetros de pandeo puede escribirse como (ecuación 21):

$$\beta_j = \sqrt{\zeta \cdot \frac{(E \cdot I)_n}{(E \cdot I)_j} \cdot \left(\frac{h_j}{h_n}\right)} \cdot \beta_n \tag{21}$$

Los pasos del procedimiento iterativo para la obtención del desplazamiento lateral son:

1. Se calculan los desplazamientos laterales de la torre, esto es, v_j para $j = 1$ a n . El método propuesto supone considerar que la curva elástica inicial es una función parabólica.
2. Con los valores de los desplazamientos laterales calculados en el paso 1 se obtienen los módulos de elasticidad $E_{sec,1}$ y $E_{sec,2}$ para cada nivel de tirantes.
3. El nuevo desplazamiento lateral de la torre bajo la acción de las cargas actuantes se obtiene resolviendo el sistema de $2n-1 \times 2n-1$ ecuaciones, obtenido a partir de la ecuación 15.
4. Si para cada uno de los niveles de tirantes la diferencia entre el desplazamiento obtenido en el paso 3 y el desplazamiento del paso 1 es menor que un valor predeterminado, se da por finalizado el proceso. En caso contrario, con el desplazamiento obtenido en el paso 3 se repite el proceso hasta la convergencia.
5. Si la diferencia entre los desplazamientos en cada nivel de tirantes no puede hacerse menor que un valor predeterminado, la estructura es inestable bajo la acción de las cargas actuantes. Deberá modificarse la rigidez de la viga-columna y/o la rigidez de las contantes elásticas.

Luego, planteando las ecuaciones de equilibrio en la configuración deformada para cualquier sección se obtienen las solicitaciones y se procede al dimensionado de las secciones de los elementos que conforman la torre utilizando los métodos habituales de resistencia de materiales y la norma que se tome como referencia. En relación a la figura 9, para la barra j y para una sección a una distancia x del extremo $j-1$, el momento en dicha sección viene dado por la ecuación 22:

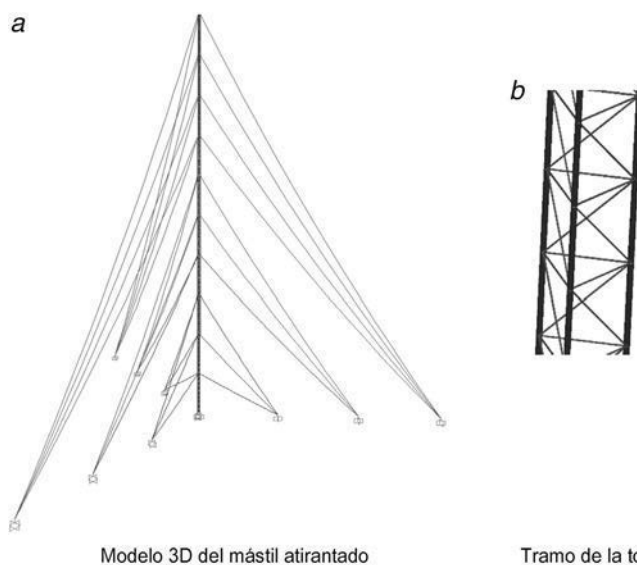


Figura 10. Modelo de reticulado espacial de la torre atirantada de 150 m de altura en FEM. Configuración inicial: cables tensados al 10% de la tensión de rotura.

$$M_j(x) = -\frac{P_{x,j} \cdot h_j^4}{\beta_j^4} \cdot \left(\frac{\beta_j}{h_j}\right)^2 \cdot \left[-\left(\frac{1 - \cos(\beta_j)}{\sin(\beta_j)}\right) \cdot \sin(\beta_j/h_j \cdot x) - \cos(\beta_j/h_j \cdot x) + 1 \right] + \tag{22}$$

$$-\frac{1}{\sin(\beta_j)} [M_{j-1,j} \cdot \cos(\beta_j) - M_{j,j-1}] \cdot \sin(\beta_j/h_j \cdot x) + M_{j-1,j} \cdot \cos(\beta_j/h_j \cdot x)$$

6. Caso de estudio: comparación entre el método de elementos finitos y el método propuesto

A los efectos de validar el método propuesto (MP), se analiza una estructura tipo mástil atirantado de 150 m de altura, con dos condiciones de vínculo externo en su base, empotrado y articulado, utilizando dos modelos diferentes por medio del método de los elementos finitos (FEM) a partir del uso del programa SAP 2000. Los resultados se contrastarán con los obtenidos por el MP. En el primer modelo (FEM: retic.) la estructura se modela como un reticulado espacial donde las barras trabajan principalmente a fuerza directa y los cables se modelan como elementos tipo cable (fig. 10). En el segundo modelo (FEM: viga-col.) la estructura se modela como una viga-columna equivalente, mediante elementos que trabajan a flexión y a fuerza directa, y cuyas propiedades geométricas se obtienen a partir del patrón de construcción de una de las caras de la torre (tabla 1). Se tienen en cuenta las excentricidades de los cables en los niveles de tirantes, y estos se modelan como elementos tipo cable. En ambos modelos los efectos de segundo orden se consideran a partir de un análisis no-lineal P-Δ.

La torre es de sección triangular, de 1 m de ancho de cara medida eje a eje de las barras verticales. Las barras son materializadas por perfiles tubulares circulares de acero de módulo

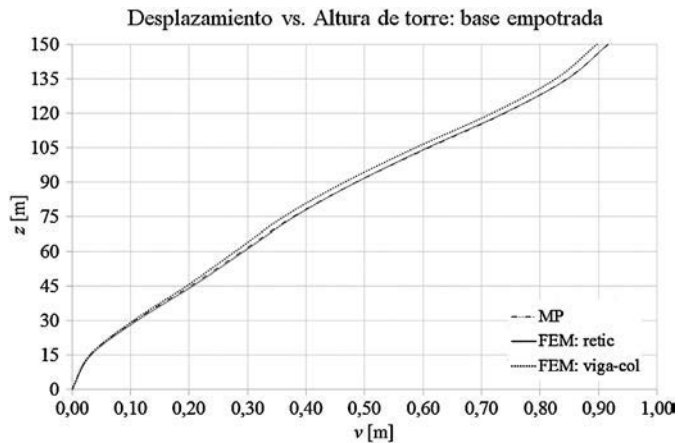


Figura 11. Curva desplazamiento lateral vs. altura de la torre para el MP y para los modelos mediante elementos finitos FEM: retic. y FEM: viga-col., con la base de la torre empotrada.

de elasticidad $E_{cb} = 200$ GPa. Los montantes (barras verticales) son de 73,00 mm de diámetro exterior y 5,20 mm de espesor, y las barras horizontales y las diagonales de diámetro exterior, de 21,33 mm, y 2,77 mm de espesor. La inclinación de las diagonales es de 45° .

Los tirantes son de acero EHS, de tensión de rotura 1.400 MPa y módulo de elasticidad $E_{cb} = 185$ GPa. Están colocados con espaciamentos de 15 m en la altura. Los tirantes cuyas cotas de anclaje a la torre son +15, +30 y +45 m se anclan al terreno a una distancia de 30 m del eje del mástil y son de diámetro nominal de 6,35 mm ($A_{cb} = 24,632 \text{ mm}^2$). Los tirantes cuyas cotas de anclaje son +60, +75 y +90 m se anclan al terreno a una distancia de 60 m y sus diámetros nominales son 6,35, 8,00 y 8,00 mm ($A_{cb} = 38,511 \text{ mm}^2$), respectivamente. Los restantes tirantes, cuyos niveles de anclaje a la torre son +105, +120, +135 y +150 m, se anclan al terreno a una distancia de 90 m del eje de la torre y sus diámetros nominales son de 8,00 mm.

Las cargas de viento sobre la estructura se calculan a partir de los lineamientos establecidos por la norma TIA 222-G, y se considera una velocidad característica de viento de 43,4 m/s calculada como la velocidad media del viento en un intervalo de 3 segundos a una altura de 10 m sobre el nivel de terreno para una categoría de exposición C y cuyo período de retorno es de 50 años.

Las gráficas de las figuras 11-13 muestran los desplazamientos laterales, las fuerzas directas y los momentos flectores obtenidos a partir del MP y de los modelos mediante elementos finitos FEM: retic. y FEM: viga-col. en el caso de que la base de la torre esté empotrada. Las figuras 14-16 muestran los desplazamientos laterales, las fuerzas directas y los momentos flectores en el caso de que la base de la torre esté articulada.

6.1. Análisis, comparación y discusión de los resultados

Con relación a los desplazamientos máximos de la torre para el modelo cuya base está empotrada, la diferencia entre los modelos MP y FEM: retic. es el orden del 0,06% y la diferencia entre los modelos FEM: retic., y FEM: viga-col. es del orden del

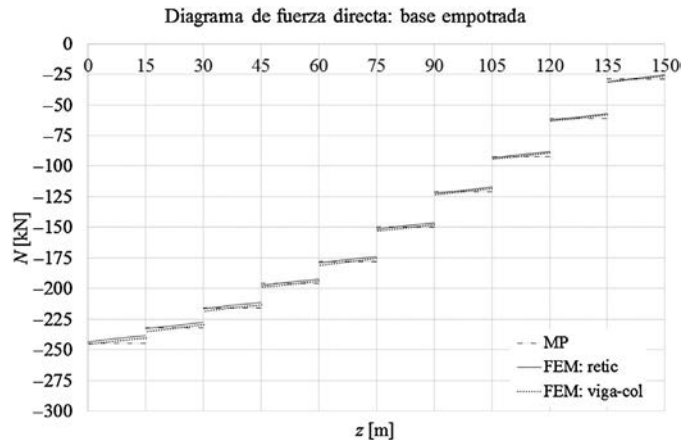


Figura 12. Diagrama de fuerza directa para el MP y para los modelos mediante elementos finitos FEM: retic. y FEM: viga-col., con la base de la torre empotrada.

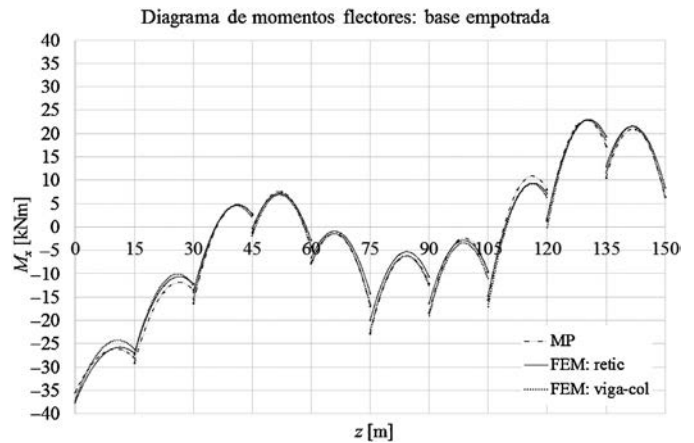


Figura 13. Diagrama de momento flector para el MP y para los modelos mediante elementos finitos FEM: retic. y FEM: viga-col., con la base de la torre empotrada.

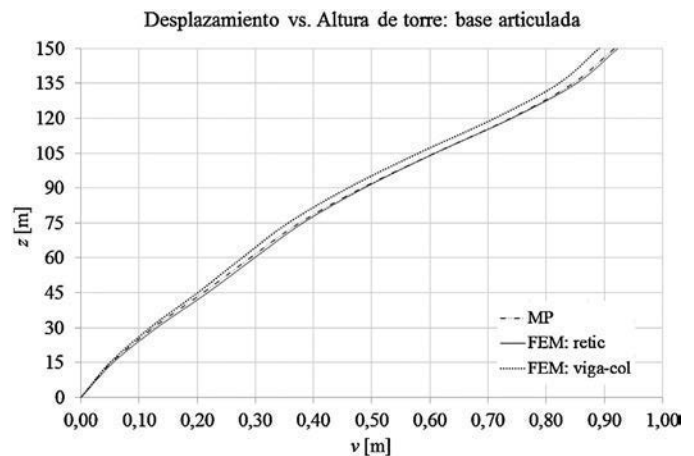


Figura 14. Curva desplazamiento lateral vs. altura de la torre para el MP y para los modelos mediante elementos finitos FEM: retic. y FEM: viga-col., con la base de la torre articulada.

2%. En el caso del modelo con la base articulada, la diferencia entre los modelos MP y FEM: retic. es del orden del 0,70%, y la diferencia entre los modelos FEM: retic. y FEM: viga-col. es del orden del 2,8%.

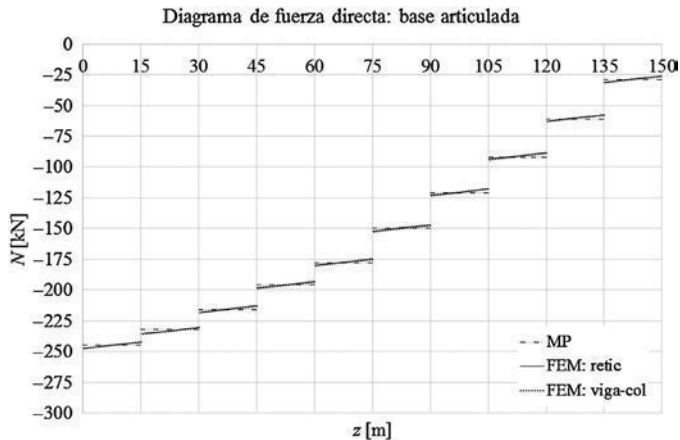


Figura 15. Diagrama de fuerza directa para el MP y para los modelos mediante elementos finitos FEM: retic. y FEM: viga-col., con la base de la torre articulada.

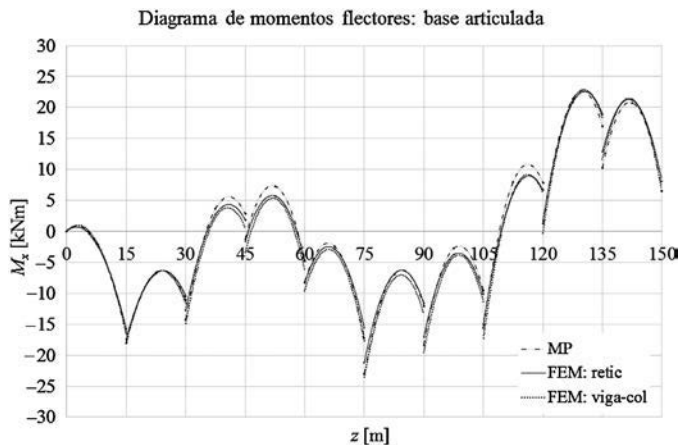


Figura 16. Diagrama de momento flector para el MP y para los modelos mediante elementos finitos FEM: retic. y FEM: viga-col., con la base de la torre articulada.

Para la torre con la base empotrada, la diferencia entre los momentos flectores positivos máximos a partir de los modelo MP y FEM: retic. es del orden de 2,2%, mientras que entre los modelos FEM: retic. y FEM: viga-col. son del orden del 0,2%. En relación a los momentos flectores negativos máximos, la diferencia entre los modelos MP y FEM: retic. es del orden del 5,5%, mientras que entre los modelos FEM: retic. y FEM: viga-col. es del orden del 1,4%.

Para el caso de la base de la torre con vínculo externo tipo articulación, la diferencia entre los momentos flectores positivos máximos a partir de los modelo MP y FEM: retic. es del orden de 2,7%, mientras que entre los modelos FEM: retic. y FEM: viga-col. es del orden del 1,6%. En relación a los momentos flectores negativos máximos, la diferencia entre los modelos MP y FEM: retic. es del orden del 7,8%, mientras que entre los modelos FEM: retic. y FEM: viga-col. es del orden del 10,1%.

Para los dos tipos de vínculo del extremo de la torre, las deformaciones máximas, los momentos flectores positivos máximos y la fuerza directa presentan diferencias muy poco significativas. Sin embargo, para el caso de la torre con la base empotrada el momento negativo máximo ocurre en la base de la misma y

es del orden del 77% superior que en el caso de la torre con la base articulada, y por lo tanto también lo es el esfuerzo en los montantes del apoyo. De esta manera podemos establecer que el modelo de la torre con la base articulada es más conveniente como solución estructural.

7. Conclusiones

En este trabajo se ha propuesto un método aproximado para el cálculo de las deformaciones producidas por los efectos de segundo orden en torres atirantadas de sección triangular. El método se basa en las funciones de estabilidad. Las propiedades geométricas para la viga-columna equivalente se obtienen según sea el patrón de reticulado de cada una de las caras de la torre. Los tirantes son modelados como constantes elásticas de resortes equivalentes a partir del módulo de elasticidad secante de los cables, y se tienen en cuenta las excentricidades de los mismos en los puntos de anclaje a la torre.

El método propuesto ha sido validado numéricamente mediante un caso de estudio comparándolo con los métodos de elementos finitos. A partir de los resultados expuestos pueden deducirse las siguientes conclusiones:

1. Se observan diferencias poco significativas en el cálculo de los efectos producidos por las deformaciones de segundo orden de la estructura entre el MP y los métodos de elementos finitos. En otras palabras, los valores de las solicitaciones y de los desplazamientos de la estructura obtenidos mediante el método propuesto son suficientemente precisos comparados con los obtenidos mediante el método de elementos finitos, lo que confirma la validez de las hipótesis adoptadas en el desarrollo del método.
2. El MP mantiene la complejidad y la rigurosidad matemática de los métodos analíticos; sin embargo, ha sido concebido como un método de aplicación simple. Utiliza los conceptos básicos y más generales desde el punto de vista de la ingeniería estructural, lo que permite al ingeniero visualizar rápidamente cuáles son los parámetros que influyen en el diseño.
3. El modelo propuesto utiliza directamente las funciones de estabilidad, lo cual permite trabajar con mayor exactitud, sin la necesidad de realizar aproximaciones y/o divisiones de los elementos entre cada tramo entre tirantes. Es muy simple de programar, incluso a partir del uso de planillas electrónicas como se ha realizado en este trabajo, pues no necesita discretizar la estructura en un número grande de elementos para la convergencia. Es por esto que el método puede ser muy útil en las etapas de diseño preliminar o anteproyecto, con un ahorro importante de tiempo en la etapa de diseño. En otras palabras, el método de elementos finitos no presenta en la etapa de anteproyecto mayores ventajas que el método propuesto.
4. En este trabajo también hemos podido establecer que la solución estructural de torre con base articulada es más conveniente desde el punto de vista estructural, ya que mientras que los desplazamientos máximos presentan diferencias poco significativas, las fuerzas máximas en los elementos

estructurales de la torre son menores que para el caso de torre con base empotrada.

5. Si bien el trabajo se ha centrado en las torres de sección triangular equilátera, con un arreglo para los tirantes de tres por nivel, el método propuesto puede extenderse a otro tipo de arreglo de los cables y a otro tipo de formas de sección. Por lo tanto, el método propuesto, inicialmente desarrollado para el análisis de torres atirantadas, puede extenderse al análisis de pilones de puentes atirantados.

Bibliografía

- [1] TIA 222-G. Structural Standard for Antenna: Supporting Structures and Antennas, Telecommunications Industry Association, Arlington, VA, 2006.
- [2] E. Cohen, H. Perrin, Design of multi-level guyed towers: Structural analysis, *J. Struct. Div.-ASCE*. 83 (1957) 1–29.
- [3] G.O. Ezra, Analysis of high guyed towers, *J. Struct. Div.-ASCE*. 92 (1966) 169–198.
- [4] N.B. Kalha, Equivalent beam-column analysis of guyed towers, *Comput. Struct.* 55 (4) (1995) 631–645.
- [5] Y. Wahba, M. Madugula, G. Monforton, Evaluations of non-linear analysis of guyed antenna towers, *Comput. Struct.* 68 (1998) 207–212.
- [6] G. Margariti, G. Gantes, Linear and nonlinear buckling response and imperfection sensitivity of cable-stayed mast and pylon, *Struct. Eng. Int.* 25 (1) (2015) 43–49.
- [7] K.M. Romstad, M. Chiesa, Approximate analysis of guyed towers, *Proc. ASCE, Fall Convention and Exhibit, San Francisco, CA* (1977).
- [8] N.J. Gimsing, C.T. Georgakis, *Cable Supported Bridges: Concept and Design*, 3rd edition, J. Wiley and Sons, Inc, 2012.
- [9] C.H. Yoo, S.C. Lee, *Stability of Structures: Principles and Applications*, Elsevier, 2011.
- [10] SAP2000. Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, 2011.
- [11] A. Carrasco, V. Parnas, P. Rodriguez, Guy tension influence on the structural behavior of a guyed mast, *J. IASS*. 53 (2) (2012) 111–116.
- [12] UNE-EN 1993-3-1: 2013. Eurocode 3: Design of steel structures—Part 3-1: Tower, masts and chimneys—Tower and masts. CEN, 2013.
- [13] S. Timoshenko, *Resistencia de materiales. Primera parte: teoría elemental y problemas* [traducción al español de Delgado Pérez de Alba T.], Espasa-Calpe, Madrid, 1957.
- [14] R.A. Williamson, M.N. Margolin, Shear effects in design of guyed towers, *J. Struct. Div.-ASCE*. 92 (1966) 213–233.
- [15] H.M. Irvine, O’Sullivan, N., Elastic stability of simple guyed towers, *Appl. Ocean Res.* 1 (4) (1979) 203–207.
- [16] T.V. Galambos, A.E. Surovek, *Structural Stability of Steel and Application for Structural Engineers*, J. Wiley and Sons, Inc, 2008, pp. 373.

Análisis de un puente de tablero continuo sujeto a múltiples excitaciones sísmicas

Seismic analysis of a continuous bridge subjected to multiple-support excitation

Alexander Kagermanov

Ing. Caminos, Canales y Puertos. Eucentre. Investigador Doctor, Pavía, Italia

Recibido el 3 de enero de 2017; aceptado el 28 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 5 de julio de 2017

Resumen

En fase de diseño es habitual suponer que los desplazamientos sísmicos del terreno son uniformes entre apoyos de la estructura. Sin embargo, este no es necesariamente el caso para grandes estructuras, como viaductos, cuando existen importantes variaciones topográficas y/o geológicas a lo largo de la traza. En el presente caso se compara la respuesta de un puente continuo de 850 m de longitud situado en una zona sísmica de $PGA = 0,1$ g, sometido a una serie análisis dinámicos con acelerogramas sintéticos, con y sin variación espacial del sismo, obtenidos por propagación de ondas hacia la superficie de cada apoyo.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Análisis sísmico; Dinámica estructural; Puentes curvos; Excitación múltiple

Abstract

In the design phase, seismic ground displacements are usually assumed to be uniform between the structure supports. However, this is not necessarily the case for extended structures, such as bridges, especially when there are different soil and/or topographic conditions along the structure. In the present study, the response of an 850 m continuous bridge located in a seismic region of $PGA = 0.1$ g, is investigated. A set of synthetic accelerograms is generated from 1D site-response analysis at each bridge support. Furthermore, a number of linear time-history analyses are performed, with and without uniform support excitation, in order to quantify its influence on the bridge performance.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Seismic analysis; Structural dynamics; Curved bridges; Multi-support excitation

1. Introducción

Los recientes terremotos producidos en Ecuador y en Italia en el pasado año son recordatorio del devastador impacto que dicho fenómeno puede causar en nuestro ámbito económico y social, principalmente a causa del daño y colapso estructural de edificaciones e infraestructuras. El diseño de estructuras en zonas sísmicas requiere, por tanto, especial atención al existir cierta probabilidad de colapso a lo largo de la vida útil de la

estructura. Aunque las actuales normas de proyecto incorporan varios avances en materia de diseño sismo-resistente, como por ejemplo diseño por capacidad o verificación mediante análisis no lineal, todavía existen ciertos aspectos de controversia e incluso vacío total que dejan con poco criterio al ingeniero proyectista.

Por ejemplo, la definición de la acción sísmica mediante espectros de diseño constituye una forma simplificada de representar la acción sísmica, al dejar de lado aspectos clave como la duración del sismo, el número de ciclos o impulsos locales de aceleración por condiciones de proximidad a la falla, etc., los cuales afectan la respuesta inelástica y la disipación de energía de la estructura. Además, es habitual suponer en proyecto que

Correo electrónico: alexander.kagermanov@umeschool.it

el movimiento del terreno es uniforme en todos los puntos de apoyo de la estructura. Esto último puede no ser el caso para grandes estructuras, como viaductos o redes de tuberías, sobre todo cuando existen diferentes tipos de estrato o variaciones topográficas importantes a lo largo del eje de la estructura.

En esta línea, el Eurocódigo 8: Parte II proporciona un método simplificado de diseño con excitación variable en los apoyos de la estructura, el cual se basa en la imposición de un perfil de desplazamientos en los apoyos que depende del desplazamiento máximo del terreno, la longitud de la estructura y las condiciones locales de suelo [1]. Al mismo tiempo, para estructuras complejas con importantes variaciones de rigidez y resistencia, ya sea por las características del terreno o por la estructura en sí, y cuya respuesta depende de la participación de varios modos de vibración, la mayoría de normativas recomiendan la realización de análisis dinámicos (modal espectral o integración directa).

En el presente trabajo se presenta un estudio detallado de la respuesta de un puente de tablero continuo de 850 m de longitud, situado en una zona sísmica de aceleración 0,1 g, en suelo tipo III [2], donde la acción sísmica se representó en el dominio del tiempo incluyendo su variación espacial a lo largo de la traza del puente. Para ello, primero se simuló la propagación de ondas en la roca base, de donde se obtuvieron las aceleraciones horizontales en roca para cada punto de apoyo del puente. A continuación, cada acelerograma se propagó hacia la superficie a través de las distintas capas del terreno mediante la resolución de un problema unidimensional de propagación de ondas (convolución). Tras definir en detalle el puente mediante un modelo de elementos finitos, cada sismo se definió como input en su correspondiente apoyo para la realización de un análisis dinámico paso a paso en el tiempo. Finalmente, se comparan las envolventes de esfuerzos y desplazamientos de la estructura con y sin variación espacial de la acción sísmica, con el objetivo de cuantificar su importancia en el proyecto de viaductos continuos de grandes longitudes.

2. Generación de acelerogramas sintéticos en la roca base

Los acelerogramas sintéticos se generaron mediante el método estocástico de generación de ondas propuesto por Shinozuka et al. [3] y que proporciona los desplazamientos verticales del terreno en un punto de coordenadas (x_1, x_2) como suma de varios armónicos de distinta amplitud y ángulos de fase (ecuación 1):

$$y(t, x_1, x_2) = \sqrt{2} \sum_{l_1}^{N_1} \sum_{l_2}^{N_2} \sqrt{2F} (\cos(\omega t + k_{1l_1}x_1 + k_{2l_2}x_2 + \varphi_{1l_1l_2}^1) + (\cos(\omega t + k_{1l_1}x_1 - k_{2l_2}x_2 + \varphi_{1l_1l_2}^2)) \quad (1)$$

donde N_1, N_2 son el número total de armónicos en cada dirección, F es el espectro de potencia evolutivo, k_{jl} es el número de onda, dado por $k_{jl} = l_j \cdot \Delta k_j$, donde $\Delta k_j = k_{ju}/N_j$ ($j = 1, 2$) y k_{ju} son constantes del modelo, $\varphi_{1l_1l_2}^j$ son ángulos de fase independientes y uniformemente distribuidos entre 0 y 2π , y ω es la

frecuencia angular, dada como $\omega = c(k_{1l_1} + k_{2l_2})^{0,5}$, donde c es la velocidad de propagación de onda igual a 2.800 m/s. El espectro F es función del tiempo y de las coordenadas x_1 y x_2 , por lo que las características espectrales de $y(t, x_1, x_2)$ varían en función del tiempo y del espacio (proceso no estacionario no homogéneo). Detalles adicionales sobre el método pueden encontrarse en [3,4]

Para la generación de las ondas se adoptó una malla de referencia de $8,5 \times 8,5 \text{ km}^2$ discretizada en intervalos de $0,5 \times 0,5 \text{ km}^2$, de donde se calcularon los desplazamientos verticales en las coordenadas correspondientes a los puntos de apoyo de la estructura, despreciando la curvatura en planta del puente tras comprobar que apenas influía en la variación espacial de la señal.

Las velocidades y aceleraciones finales en cada apoyo se obtuvieron por derivación de los desplazamientos, aplicación de la corrección de base con el objetivo de imponer una velocidad igual a cero al final del registro, y escalado de acuerdo con la aceleración pico en roca, tomada como 0,04 g. También se aplicó una envolvente de tipo trapecial con una duración de 20 s, para mejorar el ajuste a registros sísmicos reales. Dicho proceso se repitió 14 veces para obtener 7 parejas de registros en cada apoyo, esto es, dos componentes horizontales por apoyo, para posteriormente realizar 7 análisis dinámicos de la estructura, generando así un total de 112 registros.

En la figura 1 se muestran los 8 registros obtenidos del primer análisis, desde el estribo E1 hasta el E2, pasando por las pilas P1, P2, etc., de donde se observa que las aceleraciones son muy similares al estar los puntos de apoyo relativamente próximos entre sí. También se muestran las aceleraciones obtenidas en superficie tras propagar las ondas a través de las distintas capas de suelo, tal como se explicará a continuación, de donde se observa que las diferencias entre apoyos ya no son despreciables.

3. Propagación de ondas hacia la superficie y espectros de respuesta

Los acelerogramas de cálculo en superficie se obtuvieron tras propagar aquellos generados en roca a través de las distintas capas del terreno mediante la resolución de la ecuación de ondas dada como (ecuación 2):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} \quad (2)$$

donde ρ es la peso específico, G el módulo de cortante, u el desplazamiento horizontal del terreno y η viene dado como $\eta = 2G\xi/\omega$, donde ξ es el porcentaje de amortiguamiento crítico [4]. En el dominio de la frecuencia, dicha ecuación adquiere la forma de una ecuación diferencial ordinaria homogénea de segundo orden, la cual se puede discretizar en función del número de capas y obtener así un sistema lineal de ecuaciones. De esta forma, conocido el desplazamiento en la roca base y las propiedades del terreno a lo largo de la vertical sobre el eje de la pila, se pueden calcular los desplazamientos en la superficie del terreno, lo cual se conoce como convolución de la señal

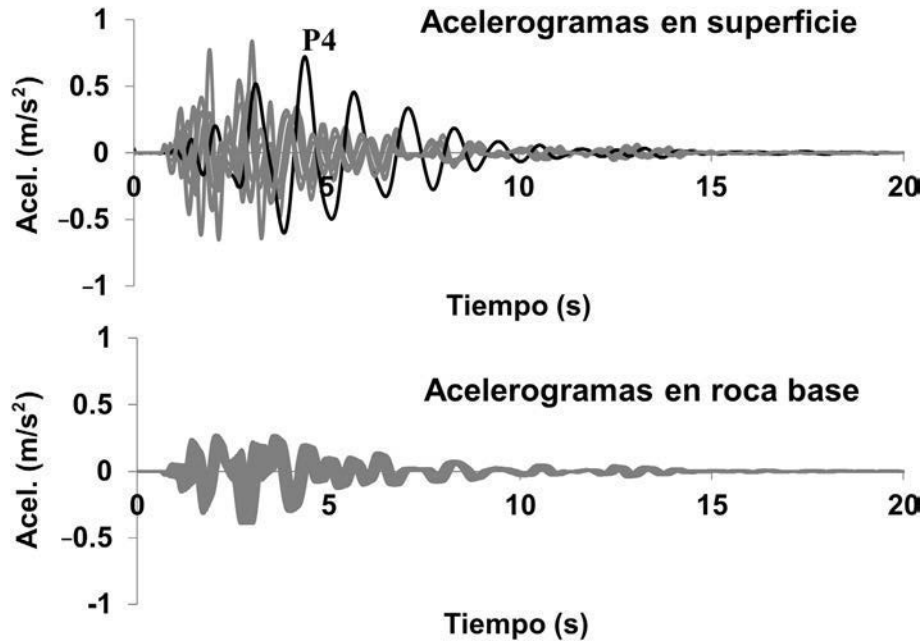


Figura 1. Desplazamientos verticales del terreno en la roca base y en superficie.

sísmica. El procedimiento de cálculo se resume en los siguientes pasos:

- 1) Dado el acelerograma en la roca base en el dominio del tiempo
- 2) Transformar al dominio de la frecuencia mediante la transformada de Fourier.
- 3) Multiplicar por $1/\omega^2$ para obtener el espectro de desplazamientos en la roca base.
- 4) Resolver el problema de convolución y obtener el espectro de desplazamientos en superficie.
- 5) Aplicar la inversa de la transformada de Fourier para pasar al dominio del tiempo.
- 6) Derivar para obtener velocidades y aceleraciones.
- 7) Aplicar corrección de base para imponer velocidades igual a cero al final del registro.

En la [figura 2](#) se representa el perfil geotécnico a lo largo de la traza de la estructura objeto de estudio, con su correspondiente discretización en masas concentradas, y en la [figura 3](#), las propiedades del terreno adoptadas en el análisis. En general, la estructura se asienta sobre estratos competentes de roca caliza, con excepción de la pila 4, donde existe una capa superior de unos 10 m de depósito aluvial/coluvial con una rigidez a cortante mucho menor, lo cual dará lugar a una amplificación en el rango de periodos largos.

Las aceleraciones de cálculo en superficie para el primer análisis se mostraron en la [figura 1](#), de donde se observa la falta de correlación entre señales y la amplificación de aceleraciones con respecto a la roca base. En la [tabla 1](#) se resumen las máximas aceleraciones pico en cada apoyo obtenidas de los 112 acelerogramas. Los mayores valores se producen en los extremos del valle al existir una columna de suelo de mayor altura, y en la pila 4 debido a la presencia de suelos blandos. Además, nótese

que dichos valores se encuentran entre 1,2-3,5 veces la aceleración pico en la roca base (0,04 g), lo cual es interesante comparar con el factor de amplificación de suelo dado por la norma, el cual es de 2,5.

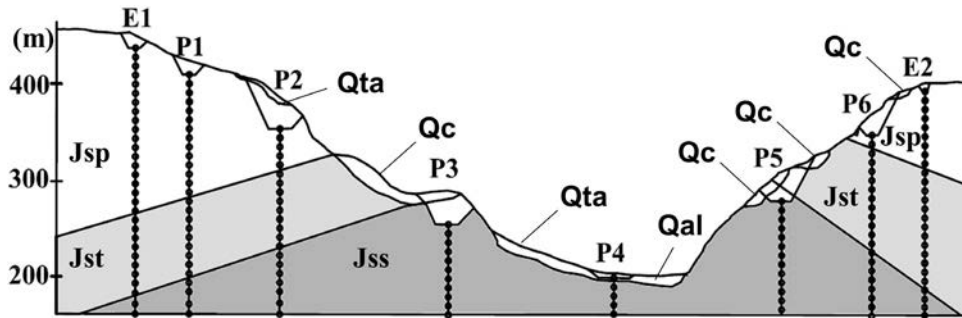
Finalmente, en la [figura 4](#) se comparan los espectros elásticos de aceleraciones para un amortiguamiento crítico del 5%. También aparecen los espectros de diseño de la normativa para un periodo de retorno de 475 años, en roca y en superficie. Los espectros calculados casi siempre quedan por debajo de los de diseño en el rango de periodos intermedios y largos ($T > 1,2$ s), mientras que en el rango de periodos cortos algunos valores exceden los de diseño. Nótese también el efecto de la variabilidad espacial en los espectros en superficie, y en especial la amplificación de la pila 4 alrededor del periodo $T = 1,5$ s.

4. Análisis estructural

4.1. Análisis dinámico con excitación múltiple

Los acelerogramas de cálculo obtenidos en el apartado anterior se emplearon como input en los análisis dinámicos lineales paso a paso de la estructura con múltiples excitaciones. En este caso, la respuesta estructural viene dada por la suma de efectos inerciales y pseudoestáticos, estos últimos producidos por desplazamientos diferenciales entre apoyos. Esto quiere decir que, por ejemplo, al final del análisis pueden existir esfuerzos remanentes aun estando la estructura en reposo. El vector de desplazamientos de la estructura se puede dividir en desplazamientos pseudoestáticos, \mathbf{x}_{ps} , y desplazamientos impuestos en los apoyos, \mathbf{x}_g , quedando la ecuación de equilibrio como (ecuación 3):

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sg} \\ \mathbf{K}_{gs} & \mathbf{K}_{gg} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{x}_{ps} \\ \mathbf{x}_g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{f}_g \end{pmatrix} \quad (3)$$



PERFIL GEOTÉCNICO

- Qta, Qc:** depósito de talud, depósito coluvial
- Qal:** depósito aluvial
- Jsp:** cálizas con intercalaciones de lutita
- Jst:** lutitas calcáreas y calizas arcillosas
- Jss:** calizas duras y sanas

Figura 2. Perfil geotécnico a lo largo de la traza del puente y discretización de las capas.

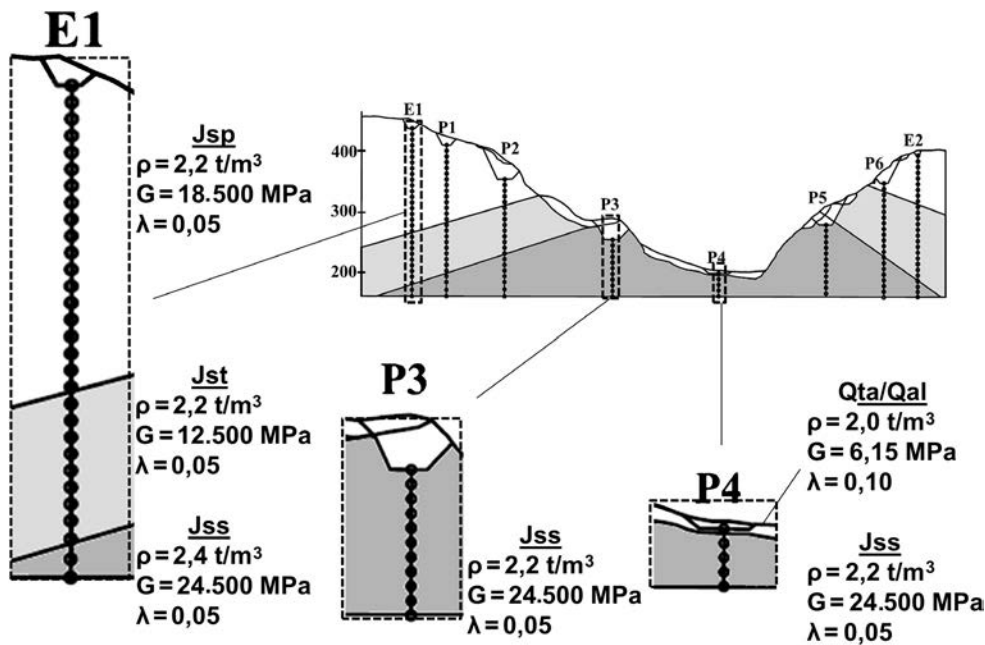


Figura 3. Propiedades del terreno adoptadas y discretización 1D en masas discretas.

donde f_g son las fuerzas correspondientes a x_g , y K_{ss} , K_{sg} , K_{gs} y K_{gg} , submatrices de la matriz de rigidez global de la estructura [5]. Las ecuaciones de movimiento en coordenadas relativas, y suponiendo una respuesta elástico lineal, vendrían dadas como (ecuación 4):

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = -M\Gamma \ddot{D}_g \tag{4}$$

donde M , C y K son las matrices de masas, amortiguamiento y rigidez, respectivamente. D , \dot{D} y \ddot{D} son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración causados por efectos inerciales. Γ es la matriz de influencia y \ddot{D}_g es la matriz de aceleraciones

en los apoyos. La matriz Γ , a diferencia del vector de influencias en el caso de excitación uniforme, es función de las submatrices de la matriz de rigidez (ecuación 5):

$$\Gamma = -K_{ss}^{-1} K_{sg} \tag{5}$$

La matriz Γ es, por tanto, la única diferencia respecto de un algoritmo de cálculo con excitación uniforme. La resolución del sistema de ecuaciones dinámicas se realiza de la misma forma, con métodos de integración paso a paso implícitos o explícitos.

Tabla 1
Máximas aceleraciones pico en cada apoyo

	E1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	E2
Max. PGA(g)	0,14	0,14	0,08	0,05	0,07	0,05	0,08	0,09

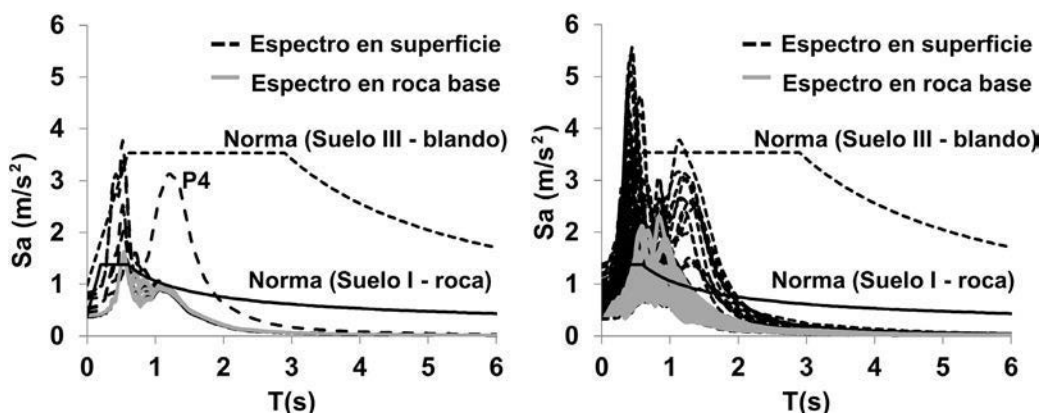


Figura 4. Espectros de respuesta del primer análisis (izquierda) y del conjunto (derecha).

4.2. Modelo estructural

La estructura objeto de estudio se muestra en la figura 5. Se trata de un viaducto continuo de planta curva de radio constante ($R = 1.150 \text{ m}$), con una longitud total de 850 m y una distribución de vanos simétrica de $75\text{-}90\text{-}180\text{-}180\text{-}180\text{-}90\text{-}75$. Las pilas poseen alturas variables, tal como se muestra en la figura 5, siendo la pila intermedia P4 de 210 m de altura. La vinculación pilas-tablero es monolítica en las pilas P2, P3, P4 y P5,

quedando el tablero libre longitudinalmente en las pilas extremas (P1 y P6) y estribos. La sección de tablero y pilas es en cajón de canto variable [6].

La estructura se modeló en 3D con elementos finitos de tipo viga, con sus correspondientes secciones, propiedades elásticas de los materiales y vinculaciones pilas-tablero y tablero-estribos. Las pilas y tablero se discretizaron en varios elementos, definiendo elementos rígidos de conexión entre el eje del tablero, coincidente con el centro geométrico de la sección sin fisurar, y

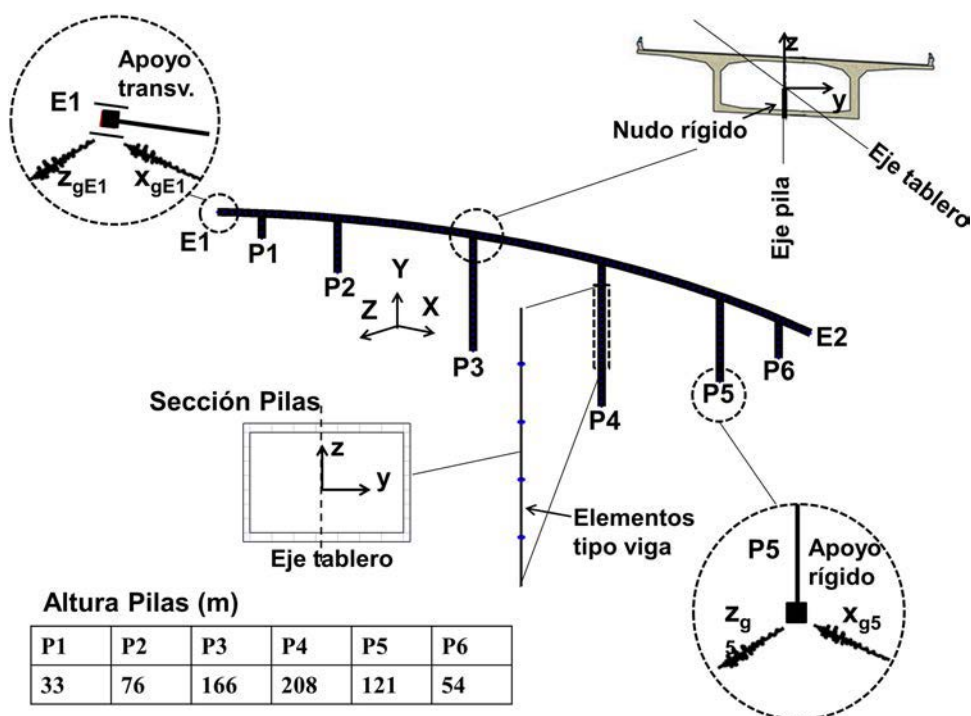


Figura 5. Modelo estructural.

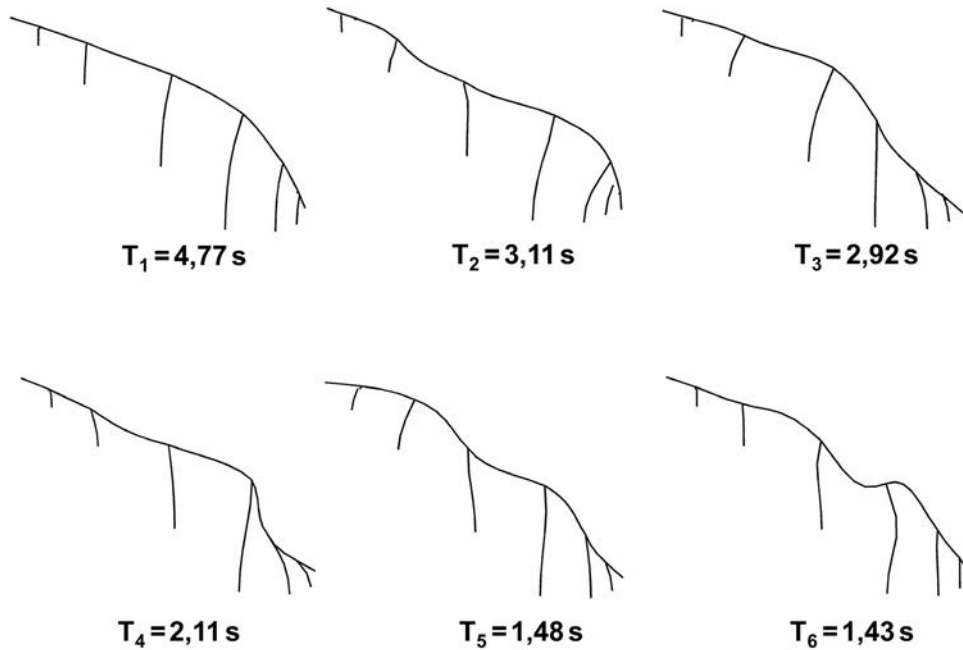


Figura 6. Modos y periodos de vibración.

las pilas. Las pilas se supusieron perfectamente empotradas en base, sin considerar efectos de suelo. Nótese que el eje global X se definió en la dirección de los estribos E1 y E2, siendo esta la dirección en la que se aplicó la componente longitudinal del sismo x_{gi} . Para la realización de análisis dinámicos se utilizó la matriz de masas consistente, correspondiente al peso propio de la estructura y una carga muerta de 2 kN/m², y un amortiguamiento de tipo Rayleigh con 5% en el primer y segundo modo de vibración. El programa de análisis utilizado fue IDEEA3D [7].

4.3. Resultados de análisis

En la figura 6 se resumen los seis primeros modos de vibración. Es de destacar que la mayoría de modos son modos acoplados entre la dirección longitudinal y transversal debido

a la irregularidad del puente. En el primer modo, el cual podría considerarse como transversal, participa aproximadamente el 66,1% de la masa total, y en el segundo, solo el 49,8%, lo cual implicaría considerar varios modos en la respuesta en caso de análisis modal espectral. En el caso de integración directa de las ecuaciones dinámicas, todos los modos quedan incluidos en la respuesta [8].

En la figura 7 se muestran los desplazamientos máximos en la dirección longitudinal y transversal en cabeza de pila, con y sin variación de la excitación sísmica entre apoyos. Los desplazamientos máximos fueron 30 mm en la dirección longitudinal (P5) y 58 mm en la dirección transversal (P4). Es interesante observar que en la dirección longitudinal la variación del sismo apenas influye en términos medios debido a la importante rigidez axial del tablero, mientras que en la dirección transversal se alcanzan mayores valores con variación del sismo debido a la

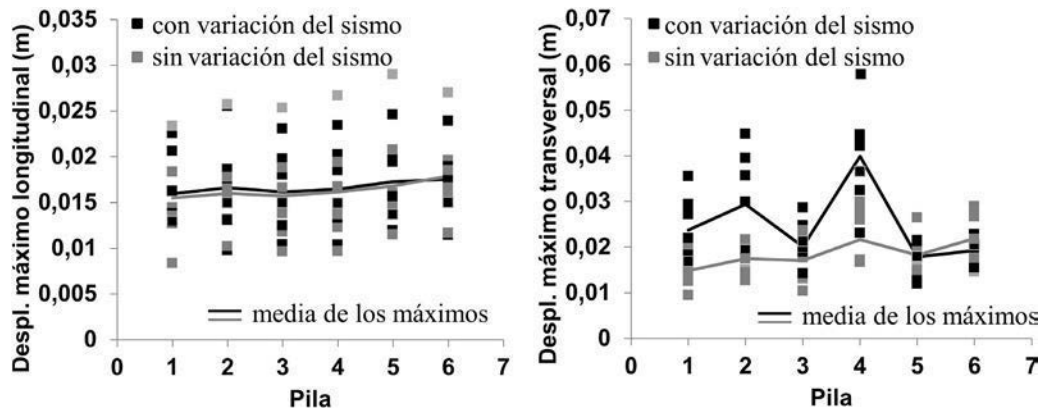


Figura 7. Desplazamientos longitudinales y transversales máximos en cabeza de pilas.

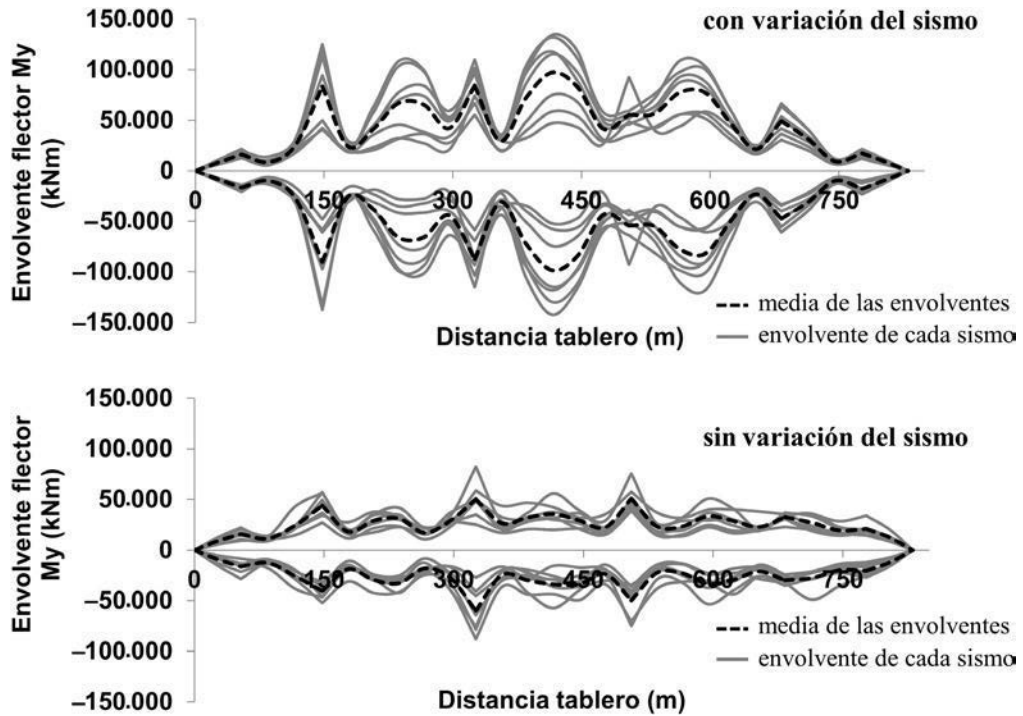


Figura 8. Envolventes de momentos flectores My en el tablero.

mayor flexibilidad del tablero en dicha dirección. En este último caso, la mayor amplificación de desplazamientos transversales en las pilas P1 y P2 indica la influencia de modos de periodo corto en la respuesta.

En las figuras 8 y 9 se comparan las envolventes de momentos flectores My (según el eje local y, véase fig. 5) a lo largo del tablero para los 7 análisis realizados, con y sin variación de la excitación sísmica, de donde se aprecia la amplificación

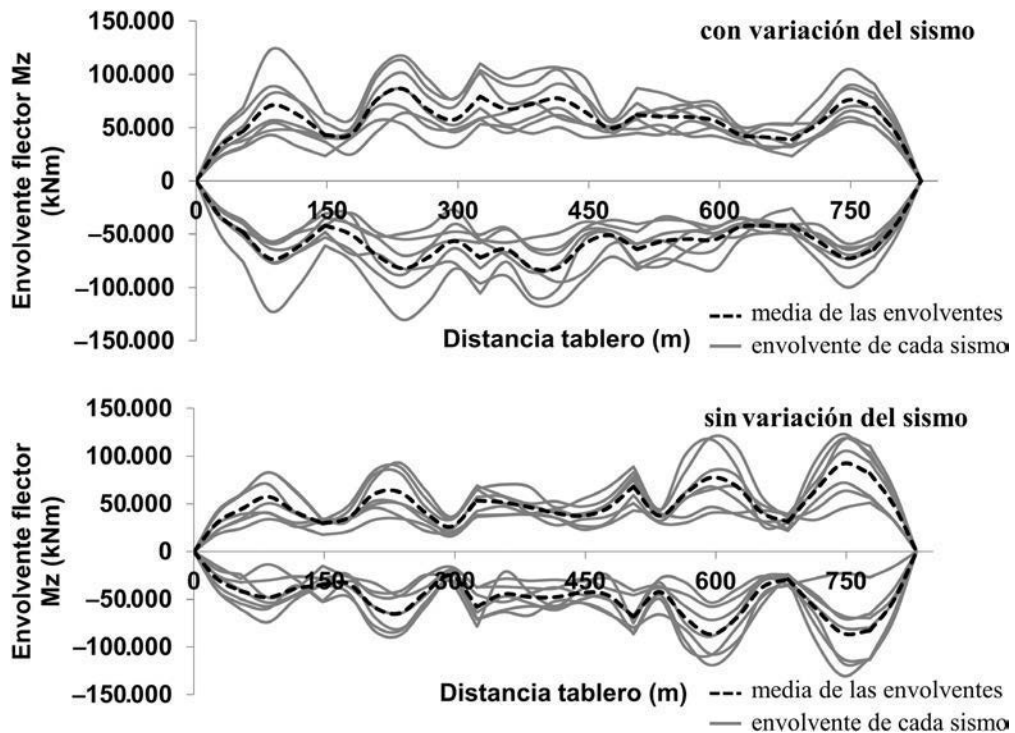


Figura 9. Envolventes de momentos flectores Mz en el tablero.

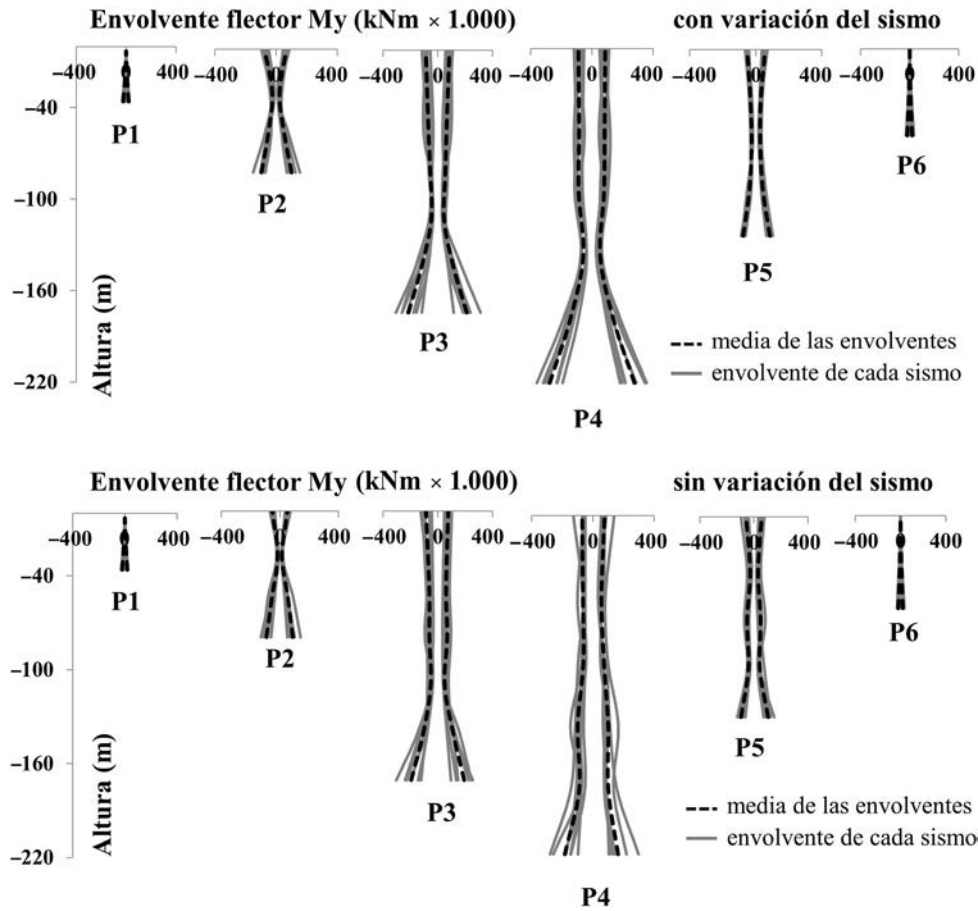


Figura 10. Envolventes de momentos flectores M_y en pilas.

causada por la variación de la señal. Nótese que desplazamientos diferenciales entre apoyos de pilas en la dirección longitudinal introducen tanto flexión vertical como transversal del tablero a causa de la curvatura en planta. Los valores máximos fueron del orden de 140 MNm en el centro del vano central (entre P3 y P4) y 90 MNm sobre pilas (P3 y P4), para el caso con y sin variación de la señal, respectivamente. Nótese que importantes amplificaciones se produjeron sobre las pilas extremas, debido a la mayor influencia de los modos de periodo corto cuando se introduce variación del sismo.

Conclusiones similares se deducen de la figura 9, donde se comparan los flectores transversales M_z , aunque con

menor amplificación. Los valores máximos rondan los 120 MNm tanto para el caso «con variación» como «sin variación».

En las figuras 10 y 11 se comparan los flectores en las pilas. De nuevo, mayores esfuerzos se obtienen con variación del sismo, tanto en arranque como en coronación de pilas empotradas al tablero. Es de observar que en las pilas de mayor altura (P3, P4, P5) el segundo valor máximo del flector no se da necesariamente en coronación, sino que importantes esfuerzos aparecen a lo largo de la pila, aproximadamente entre 1/2 y 3/4 la altura, debido a la contribución de múltiples modos de vibración. Los momentos máximos en valor absoluto para cada pila se resumen en la tabla 2.

Tabla 2
Máximos flectores en arranque de pilas

	$\max(M_y)$ con (kNm)	$\max(M_y)$ sin (kNm)	$\max(M_z)$ con (kNm)	$\max(M_z)$ sin (kNm)
P1	31.148	28.348	89.535	46.118
P2	155.363	140.560	371.992	168.266
P3	313.374	303.950	362.241	306.741
P4	358.715	297.112	949.548	524.313
P5	102.788	148.062	130.523	237.397
P6	34.463	33.938	27.024	31.717

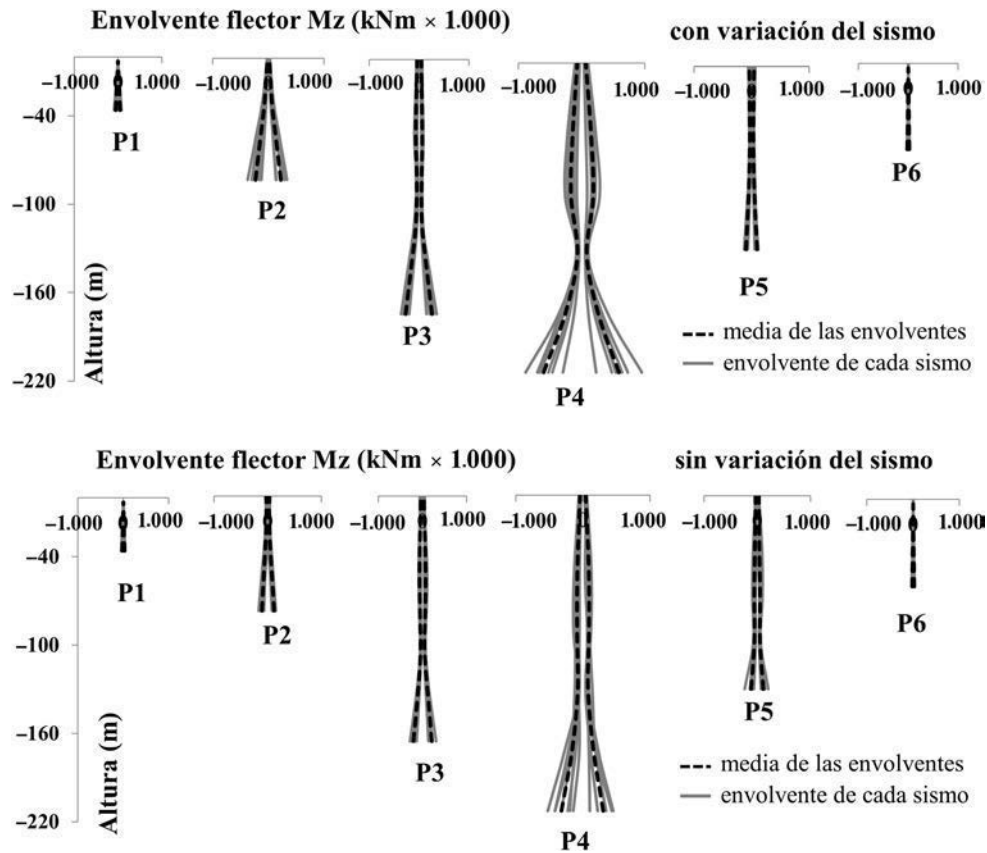


Figura 11. Envolventes de momentos flectores M_z en pilas.

5. Conclusiones

Los resultados obtenidos en el presente trabajo cuantifican los efectos de la variación espacial de la acción sísmica en el análisis de grandes viaductos de tablero continuo. En general, mayores desplazamientos y esfuerzos se obtienen cuando se consideran dichos efectos, al aparecer esfuerzos «pseudostáticos» adicionales, además de aquellos debidos a las fuerzas inerciales. La participación de modos de periodo corto (*higher-mode effects*) también influyó en la respuesta. Recomendaciones para la consideración de dichos efectos mediante análisis estático simplificado aparecen en el Eurocódigo 8: Parte II. En el presente caso se realizaron análisis dinámicos por integración directa utilizando como input acelerogramas sintéticos generados acorde a la geología y topografía del emplazamiento. En estudios posteriores sería interesante comparar estos últimos con los resultados obtenidos de la normativa.

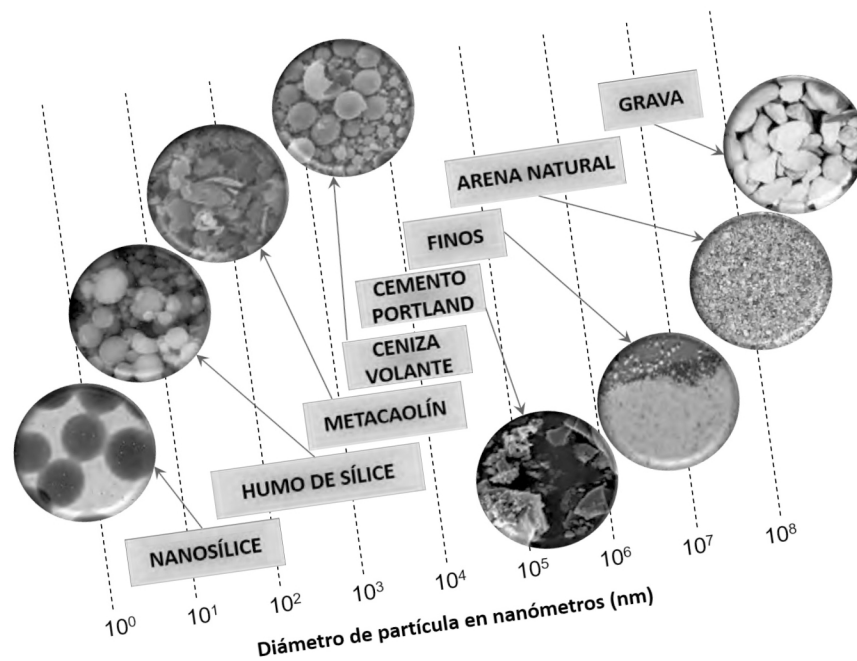
Agradecimientos

El autor agradece la colaboración del departamento de puentes de FCC en la realización del presente estudio.

Referencias

- [1] Comité Europeo de Normalización. Eurocode 8. Design for Structures for Earthquake, Resistance — Part 2: Seismic Design of Bridges. EN 1998-1. CEN, Brussels, Belgium: Comité Europeo de Normalización, 2004.
- [2] Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México. Normativa sobre el Proyecto de Carreteras. Parte 6: Proyecto de Puentes y Estructuras; título 1: Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras; capítulo 4: Viento (N.PRY.CAR.6.01.004/1). México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2001.
- [3] M. Shinozuka, G. Deodatis, T. Harada, *Digital Simulation of Seismic Ground Motion* Technical report NCEER-87-0017, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, 1987.
- [4] H.A. Barbat, M. Canet, *Estructuras sometidas a acciones sísmicas: cálculo por ordenador*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, UPC, Barcelona, 1992.
- [5] A.K. Chopra, *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 5th edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 2017.
- [6] D. Arribas, J.I. Gonzalez, J.M. Perez, P. Bernal, *Viaducto Gilberto Borja Navarrete*, *Hormigón y Acero*. 66 (275) (2015) 1–21.
- [7] Kagermanov A. IDEEA3D. Inelastic Dynamic Analysis for Earthquake Engineering Applications [consultado 10 Ene 2012]. Disponible en: <https://sites.google.com/site/ideeanalysis/>
- [8] A. Sextos, K. Pitilakis, A. Kappos, *Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena*. Part 1: Methodology and analytical tools, *Earthquake Eng Struct*. 32 (4) (2003) 607–627.

RETOS EN LA INDUSTRIA DEL CEMENTO



Grupo de Trabajo 2/10
"Retos y nuevas líneas de investigación en el hormigón"
Comisión 2: Materiales



Aplicación de la técnica del georradar en ingeniería civil: evaluación de la variación del contenido de agua en el hormigón

Use of the non-destructive ground-penetrating radar technique in civil engineering: Evaluation of the variation of water content in concrete

Rosa Martínez-Sala^a, Jesús Mené-Aparicio^b e Isabel Rodríguez-Abad^{c,*}

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de València, Valencia, España

^b Dr. Arquitecto, Universitat Politècnica de València, Valencia, España

^c Dr. Ingeniero en Geodesia y Cartografía, Universitat Politècnica de València, Valencia, España

Recibido el 14 de noviembre de 2016; aceptado el 17 de mayo de 2017

Disponible en Internet el 14 de octubre de 2017

Resumen

La técnica no destructiva del georradar se basa en la propagación de las ondas electromagnéticas en el rango de las microondas. Actualmente esta técnica se aplica en un gran número de estudios en el ámbito de la ingeniería civil, tales como el análisis del estado de pavimentos, puentes, túneles, edificios, en la detección y localización de instalaciones, así como en la caracterización y diagnóstico de materiales de construcción. En este artículo se describe, a modo de ejemplo, un estudio completo en el que se demuestra la gran sensibilidad de la técnica no destructiva del georradar para evaluar la variación del contenido de agua en el hormigón endurecido. La evaluación se realiza mediante el análisis de los parámetros de onda electromagnética que fueron registrados con un equipo comercial de georradar.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Técnicas no destructivas; Georradar; Hormigón; Parámetros de onda; Penetración de agua

Abstract

The non-destructive ground-penetrating radar (GPR) technique is based on the pulsation of electromagnetic waves in the microwave range. This technique is currently used in a large number of studies in the field of civil engineering, such as the analysis of state of pavements, bridges, tunnels, buildings, in the detection and location of installations, as well as in the characterization of building materials. This article describes, as an example, a complete experimental study in which the sensitivity of the non-destructive technique of GPR to assess the variation of the water content is demonstrated. The evaluation is performed by analysing electromagnetic wave parameters recorded using commercial ground-penetrating radar equipment.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Non-destructive techniques; Ground-penetrating radar; Concrete; Wave parameter; Water penetration

1. Situación actual de las aplicaciones del georradar en la ingeniería civil

Los primeros equipos de radar se desarrollaron con fines militares durante la Segunda Guerra Mundial para la detección de aviones y barcos. Posteriormente, esta misma técnica se aplicó

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: isrodab@upvnet.upv.es (I. Rodríguez-Abad).

en la localización de objetos en el subsuelo, y de ahí surgió el nombre en inglés *ground-penetrating radar* (georradar). A partir de los años cincuenta, gracias al desarrollo de la tecnología adecuada, el georradar comenzó a emplearse en otras áreas de conocimiento como la geología, la minería, la glaciología y la ingeniería.

Más recientemente, esta técnica se ha utilizado como herramienta de prospección no destructiva y de gran resolución en estudios hidrológicos, del medio ambiente y arqueológicos. También se ha usado en la prospección de recursos naturales y en el campo de la ingeniería civil y de la arquitectura, especialmente en aquellos trabajos cuyo valor patrimonial y artístico es relevante.

Actualmente, y en el ámbito de la ingeniería civil, el georradar se aplica en un gran número de estudios, como son el análisis del estado de pavimentos, puentes, túneles, edificios, en la detección y localización de instalaciones, así como en la caracterización y diagnóstico de materiales de construcción.

La aplicación del georradar como técnica de estudio de las infraestructuras de transporte no solo abarca el análisis de las infraestructuras cuando ya se encuentran en servicio, sino que también durante el periodo en el que se están construyendo. En este sentido, la técnica del georradar no suele usarse como un test definitivo sobre la condición en la que se encuentra la estructura, pero sí para la identificación de zonas débiles o dañadas como consecuencia de su uso o de una mala ejecución. Las mediciones con georradar se realizan en pavimentos flexibles como el asfalto, así como en los rígidos (hormigón). Las aplicaciones más comunes son la determinación del espesor de las capas del pavimento de asfalto y hormigón, la localización del refuerzo del hormigón y la detección de heterogeneidades del pavimento [1–3].

El georradar también se emplea como herramienta de diagnóstico de puentes realizados con pétreos naturales o con hormigón para localizar la posición de las armaduras en la losa de hormigón, estudiar el estado del recubrimiento del hormigón, estimar las dimensiones de la losa, su posible deterioro, etc. [4,5].

Las principales aplicaciones del georradar en el diagnóstico de túneles están dirigidas a determinar el espesor y la condición de la pared del muro, incluyendo el análisis del estado del refuerzo, así como el estudio de los posibles huecos existentes entre el hormigón y la roca [6]. El georradar también se ha utilizado en la evaluación de daños en túneles [7], así como en comparaciones de modelos físicos con datos experimentales registrados en el revestimiento de túneles [8].

En el campo de la arquitectura y la edificación, el georradar se utiliza como técnica complementaria o de apoyo para determinar características que son necesarias para abordar estudios más completos. En ese caso, el georradar proporciona una serie de datos que pueden ayudar a la simulación del comportamiento del edificio o de parte de él. La inspección de edificios por medio de georradar se puede realizar por diferentes motivos. Por ejemplo, en muchas ciudades es obligado realizar la inspección de edificios antiguos, y en otras, realizar estudios detallados después de terremotos o desastres naturales con el objeto de definir zonas de riesgo. Asimismo, el carácter no destructivo del georradar hace

que sea de gran utilidad en la elaboración del estudio preliminar de restauración de edificios patrimoniales o de cierto valor artístico, ya que permite detectar daños ocultos, humedades en el subsuelo, determinar profundidades y espesores de zapatas de cimentación y/o encontrar estructuras o cavidades enterradas en el subsuelo, tales como criptas [9,10]. No obstante, aunque la mayoría de estudios se realizan en edificios históricos, también hay muchos ejemplos de trabajos realizados para evaluar el estado de edificios relativamente modernos que presentan daños en su estructura [11].

A menudo, las mejoras continuas en las infraestructuras de instalaciones básicas suponen que se tenga que realizar un cambio de posición de las mismas. Este proceso se debe realizar con la precisión adecuada, ya que en caso contrario puede dar lugar a la interrupción del suministro o el daño de la instalación. Por ello, es necesario disponer de forma previa de un cartografiado de esas instalaciones de suministro y así evitar pérdidas o accidentes [12]. El cartografiado de las instalaciones enterradas consiste en la identificación de la posición y tipo de servicio enterrado: líneas de comunicación, distribución de electricidad, gas natural, agua, evacuación de residuos, etc. En este contexto, la generación de imágenes 3D del subsuelo por medio del georradar es una de las técnicas no destructivas con mayor proyección, ya que ofrece nuevas oportunidades a la hora de cartografiar la estructura del subsuelo, a poca profundidad y en zonas altamente urbanizadas [13,14].

El georradar, cuyo funcionamiento se basa en la propagación y detección de ondas electromagnéticas, es capaz de registrar las variaciones de las propiedades electromagnéticas de los materiales. Las propiedades electromagnéticas de un medio están muy relacionadas con otras propiedades físicas (densidad, contenido de humedad, etc.), con su composición y su estructura a pequeña escala. Es por ello que el georradar se está empleando en la caracterización de materiales. En concreto, su aplicación en el estudio del hormigón está dando resultados muy prometedores e interesantes [15,16]. Algunas investigaciones estiman el contenido de agua libre en el hormigón por medio del estudio de distintos parámetros de la onda electromagnética [17–19]. Otros se centran en caracterizar el sistema poroso del hormigón endurecido [20], o bien en la determinación del contenido volumétrico de agua en el hormigón [21] y la estimación del grado de penetración del agua [22–24]. Incluso algunos analizan la relación entre los parámetros de onda registrados por medio de georradar con algunos indicadores relacionados con la durabilidad, en particular los contenidos de agua y cloruros en el hormigón [25].

Los libros *Proceedings of the First Action's General Meeting (Rome)* y *Proceedings of the 2014 Working Group Progress Meeting (Nantes)* resumen la situación actual de la aplicación del georradar en el campo de la ingeniería civil [26,27].

2. Fundamento de la técnica no destructiva del georradar

El fundamento de la técnica no destructiva del georradar está ampliamente descrito en libros como [28], y sus posibles

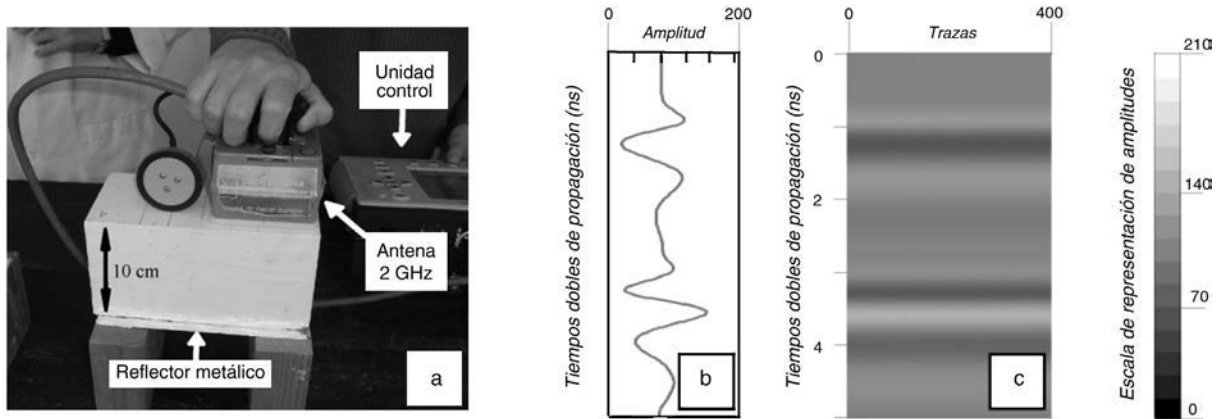


Figura 1. a) Equipo de georadar. b) Trazas características registradas por medio de una antena de georadar de 2 GHz. c) Radargrama característico obtenido por medio de georadar y la escala de colores de representación de amplitudes.

aplicaciones en el campo de la edificación y los materiales de construcción, en tesis doctorales como [29,30].

De una forma sencilla se puede decir que el georadar es un sistema que genera ondas electromagnéticas en el rango de las microondas (desde algunos MHz hasta algunos GHz). El equipo consta básicamente de las antenas emisora y receptora, que pueden estar en un mismo dispositivo o separadas, y una unidad central que realiza el control de la emisión y recepción de las señales. La antena emisora emite un impulso electromagnético que se transmite por el interior de un medio y es reflejado por toda superficie que presente una impedancia eléctrica diferente. Las reflexiones en distintas interfases (fig. 1a) son recogidas por la antena receptora, y el conjunto de todas ellas, que constituirá la respuesta del material, queda registrado en una traza (fig. 1b). El conjunto de trazas registradas a lo largo del tiempo en un material se denomina radargrama (fig. 1c). El radargrama es otra forma de visualizar la información registrada por la antena, y se asigna una escala de color a las amplitudes de energía recibida.

Como ejemplo, en la figura 2a se muestra de forma esquemática la trayectoria de las ondas electromagnéticas en su propagación por la superficie y el interior de una pieza de hormigón. En la figura 2b se muestra la traza típica obtenida en este caso donde se observan dos partes claramente diferenciadas. En

primer lugar, se registra lo que recibe el nombre de onda directa y que consiste en la suma de la energía propagada directamente entre el emisor y el receptor en el aire, y la que se propaga en la parte más superficial de la probeta. En segundo lugar, se registra la onda que se refleja en el reflector metálico situado en la parte inferior de la probeta. Esta segunda parte es lo que se denomina onda reflejada. Se observa que la polaridad de la onda directa y la de la reflejada son de signo contrario como consecuencia de la colocación del reflector metálico (fig. 2c). También se aprecia en esta figura que la energía reflejada en la base de la probeta es mucho mayor cuando se coloca el reflector metálico. De modo que en este caso se puede despreciar el posible efecto de borde, puesto que la energía de las ondas reflejadas en el contorno es insignificante frente al valor de la energía reflejada en la interfaz hormigón-metal.

En estas trazas es donde se pueden medir los parámetros de las ondas directas y reflejadas: tiempos de llegada y amplitudes de cada uno de los máximos y mínimos ($D1$, $D2$, $D3$, $R1$, $R2$ y $R3$) que las componen. Además, a partir de ellos se puede calcular la velocidad de propagación de las ondas por el interior del hormigón y el nivel de energía recibido por la antena tras la propagación de las ondas. Por medio de la diferencia en los tiempos de llegada entre la onda directa y la onda reflejada (Δt_D^R), medidas en el radargrama, se puede calcular la velocidad de

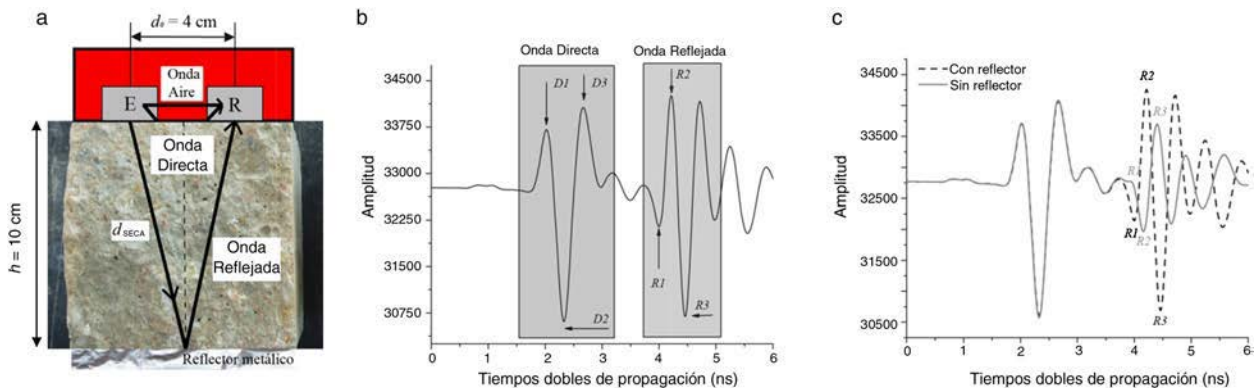


Figura 2. a) Esquema de la trayectoria de propagación de las ondas. b) Trazas características registradas con un equipo de georadar con una antena de 2 GHz en una pieza de hormigón. c) Cambio de polaridad de la onda reflejada debido a la colocación de un reflector metálico.

propagación (v) de las ondas electromagnéticas por el interior del medio a estudio, según la siguiente ecuación:

$$v = \frac{2 \cdot d}{\Delta t_D^R} = \frac{\left(2 \times \sqrt{h^2 + \left(\frac{d_0}{2}\right)^2}\right)}{\Delta t_D^R} \quad (1)$$

siendo d la semidistancia que recorre la onda reflejada, d_0 la distancia entre emisor y receptor y h el espesor del medio (fig. 2a).

A partir de la velocidad de propagación de las ondas electromagnéticas por el interior del medio se pueden determinar las propiedades dieléctricas del mismo. Un cambio en estas propiedades servirá como indicador de la variación que se produce en las propiedades físicas del material.

La velocidad de propagación de las ondas electromagnéticas en un medio depende de la permeabilidad magnética, de la conductividad y de la permitividad dieléctrica de ese medio. Ahora bien, en el caso de un material no magnético, de baja conductividad eléctrica y de bajas pérdidas dieléctricas, como ocurre en el hormigón curado, la permitividad dieléctrica relativa efectiva del material (ε_r) se puede calcular según la ecuación 2.

$$\varepsilon_r = \left(\frac{c}{v}\right)^2 \quad (2)$$

siendo c la velocidad de propagación de una onda electromagnética en el vacío ($3 \cdot 10^8$ m/s) y v la velocidad de propagación de las ondas electromagnéticas en el interior del medio, calculada a partir de los datos medidos en las trazas o radargramas.

Asimismo, a partir de las amplitudes registradas en las trazas del radargrama se puede calcular el nivel de energía (α) recibido de las ondas en dB por medio de la ecuación 3.

$$\alpha = 20 \times \log \left(\frac{A_i}{A_0}\right) \quad (3)$$

donde A_i es la amplitud registrada en la traza y A_0 es la amplitud del primer máximo positivo cuando se realiza una emisión al aire.

A partir de todos estos datos —tiempos de propagación y velocidades de propagación de las ondas electromagnéticas, permitividad dieléctrica relativa efectiva, amplitudes de los máximos de las ondas y niveles de energía recibidos y su variación— se puede caracterizar el medio a estudiar y sus posibles alteraciones o daños.

A continuación se desarrolla un estudio experimental que evalúa la aplicación de esta técnica al análisis de la durabilidad del hormigón endurecido.

3. Estudio experimental: evaluación de la variación del contenido de agua en el hormigón endurecido por medio de georradar

La durabilidad de las estructuras de hormigón armado depende principalmente de la facilidad con la que el agua y las sales disueltas en ella penetran en su interior. Por otro lado, las ondas electromagnéticas emitidas por un georradar son muy sensibles al contenido de agua del medio por el que se

propagan. Por todo ello, en este artículo se presenta la primera fase del trabajo realizado para analizar la sensibilidad de la técnica no destructiva del georradar para evaluar, a través de los parámetros de onda (velocidades de propagación y amplitudes de onda), el avance del frente del agua en el hormigón. En esta primera parte del estudio, que es el trabajo que aquí se presenta, los ensayos se realizaron en hormigón en masa. Una vez completada esta fase, se procederá a realizar los ensayos en hormigón armado, ya que este es el que podrá verse afectado por la corrosión.

Con el objetivo de estudiar el avance del agua en el hormigón endurecido, se fabricaron probetas de hormigón (con una relación A/C=0,8) que después de su curado y secado en horno se sumergieron parcialmente en agua durante un tiempo determinado. Conforme iba transcurriendo el tiempo, a intervalos concretos, se sacaba una probeta del agua y se procedía al registro con georradar con una antena de 2,0 GHz de frecuencia central.

En primer lugar, los registros de georradar se realizaron colocando la antena sobre la cara de la probeta que había sido introducida en el agua, y posteriormente en la cara opuesta a esta. Estos dos procedimientos de adquisición de registros, situando la antena en dos caras opuestas, se realizaron para analizar qué parámetros de onda proporcionaban información más fiable sobre el avance del frente del agua en cada uno de los casos. Para ello se realizó un análisis exhaustivo de los parámetros de onda: tiempos de propagación y amplitudes de onda; también se calcularon a partir de estos las velocidades de propagación por el interior del material y la cantidad de energía recibida tras recorrer las ondas el interior del material.

3.1. Fabricación de las muestras

El experimento se llevó a cabo en probetas de hormigón fabricadas con una relación agua/cemento de 0,8. El cemento empleado en la fabricación de las probetas fue CEM I 42,5 R/SR. Para su fabricación se tuvo en cuenta el contenido de humedad que presentaban cada uno de sus componentes. La resistencia a compresión promedio a los 28 días obtenida fue de 36,4 MPa. La proporción y las características de los componentes empleados se recogen en la tabla 1.

Se fabricaron 10 probetas de hormigón de dimensiones $0,10 \times 0,10 \times 0,20$ m³ y sin armadura de refuerzo. Tras la fabricación de las probetas, los moldes hormigonados se cubrieron con un plástico para evitar la evaporación del agua y se mantuvieron así durante dos días. A continuación, las probetas se retiraron de sus moldes y se introdujeron en una cámara de curado húmedo durante un periodo de 28 días con el fin de estabilizar el fenómeno de hidratación y, por consiguiente, permitir la suficiente hidratación del cemento (en conformidad con la normativa que regula su fabricación [31]).

3.2. Adquisición de registros

Antes de iniciar el proceso de inmersión en el agua, las muestras fueron secadas en un horno a 105 °C durante 3 días para reducir el agua libre. Posteriormente, una vez se sacaron las

Tabla 1
Características del hormigón fabricado

Relación A/C	CEM I(kg/m ³)	Agua (kg/m ³)	Grava (kg/m ³)	Arena (kg/m ³)	Resistencia compresión (MPa)
0,8	225	180	735	1302	36,4

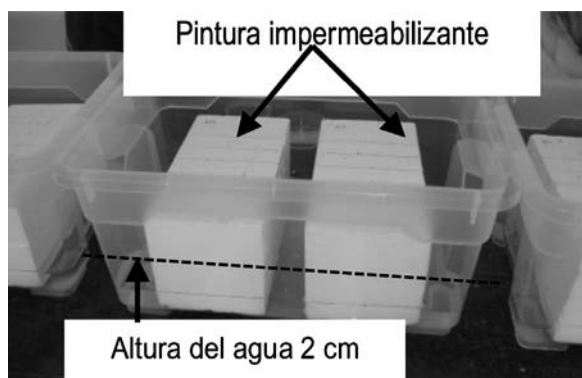


Figura 3. En esta figura faltan los textos. Se junta en un archivo la figura correcta.

probetas del horno, se aplicó una pintura impermeabilizante en todas las caras excepto en la que estaría en contacto con el agua y se sumergieron en 2 cm de agua (fig. 3). Transcurrido un tiempo en inmersión (tabla 2), se fueron sacando del agua las probetas a intervalos concretos, se secaba el agua superficial y se procedía a realizar la medición con georradar.

Las mediciones con el georradar se realizaron con una unidad central SIR-3000 y una antena de 2 GHz, ambos desarrollados por Geophysical Survey Systems Inc. (GSSI).

Las mediciones con el georradar consistieron en el registro de 400 trazas por punto de medición. Se realizaron mediciones en 5 puntos en la cara que se había sumergido en el agua, y otros 5 en la cara opuesta (P_1, P_2, \dots, P_5). La distancia entre los puntos analizados fue de 2,5 cm (fig. 4a). Para aumentar la energía de la onda reflejada se colocó en la cara opuesta de todas las probetas un reflector metálico (fig. 4b). No se aplicó ninguna función de ganancia, de manera que se pudiera trabajar directamente con los valores de amplitud de onda registrados.

En este trabajo se midieron las variaciones que tenían lugar en los parámetros de las ondas electromagnéticas: tiempos de llegada y amplitudes. Con ellos se calcularon las velocidades de

propagación y los niveles de energía recibida cuando las ondas se propagaban por las probetas de hormigón en dos situaciones diferentes definidas por el contenido de humedad: después del proceso de secado y después de la inmersión en agua durante determinados intervalos de tiempo.

La cantidad de agua libre absorbida se calculó por medio de la determinación del coeficiente de absorción (C_A), según la ecuación 4.

$$C_A (\%) = \frac{M_i - M_s}{M_s} \times 100 \quad (4)$$

donde M_s es la masa desecada en horno hasta masa constante y M_i es la masa de cada probeta tras la inmersión. Los valores del coeficiente de absorción para cada probeta se detallan en la tabla 2.

Con respecto a las mediciones de georradar, en primer lugar se tomaron los registros con el georradar antes de introducir las probetas en el agua (sesión de calibración). En segundo lugar se tomaron registros para diferentes intervalos de tiempo de inmersión. Cada 30 min se fueron extrayendo dos probetas del agua y se procedió a realizar la medición con el georradar; al terminar estos registros las muestras se rompían para, de este modo, medir la profundidad de avance del frente del agua por medio de la inspección visual (fig. 4c). También se pudo observar que la distribución consistía en una zona más húmeda y una zona seca. Sin embargo, como era complejo establecer el grado de saturación de la zona húmeda y el límite entre esta y la seca, se consideró más adecuado relacionar los parámetros registrados con georradar con el coeficiente de absorción. A modo informativo, en la tabla 2 se incluye la profundidad a la que se estima visualmente que ha llegado el frente del agua (P_f).

3.3. Análisis de los registros de georradar: efecto de la absorción de agua

A continuación se describe de forma cualitativa qué efecto producía sobre las señales el hecho de que las probetas estu-

Tabla 2
Tiempo de inmersión en agua, contenido de agua libre y profundidad media del frente del agua

Probeta	Tiempo inmersión (min)	M_s (g)	M_i (g)	C_A (%)	P_f (mm)
1	30	4.423,5	4.448,7	0,57	13,0
2	30	4.431,7	4.451,8	0,45	11,6
3	60	4.409,0	4.438,3	0,66	16,4
4	60	4.402,8	4.437,1	0,78	18,0
5	90	4.436,1	4.471,8	0,80	19,9
6	90	4.462,4	4.498,0	0,80	17,3
7	120	4.505,8	4.543,9	0,85	22,5
8	120	4.284,6	4.324,6	0,93	23,0
9	180	4.483,8	4.530,3	1,04	25,1
10	180	4.532,6	4.579,3	1,03	25,7



Figura 4. a) Posición de los puntos de registro con el georadar. Separación entre puntos de registro: 2,5 cm. b) Estudio estático con el georadar. c) Probeta de hormigón tras la inmersión y rotura a flexión en la que se ha marcado el frente de avance del agua.

vieran parcialmente inmersas en agua durante un intervalo de tiempo. Se observa que las ondas directas registradas cuando se colocaba la antena en la cara de la probeta que había permanecido sumergida durante un tiempo son claramente diferentes a las registradas en la misma cara antes de la inmersión (fig. 5a). Después de la inmersión los picos de la onda directa estaban más retrasados y su amplitud era menor. Además, hay que tener en cuenta que en las probetas que se extrajeron del agua durante las primeras horas el frente de agua alcanzaba profundidades muy pequeñas, y es por esto que la reflexión de la onda directa se

solapa con la reflexión debida a la interfaz hormigón húmedo-hormigón seco (fig. 6a). Conforme va avanzando el tiempo de inmersión y el frente del agua tiene mayor espesor, esta interferencia se va separando, tal y como se observa en la figura 5a (reflexión F).

No obstante, como era de esperar, al colocar la antena en la cara opuesta a la que estuvo en inmersión (fig. 5b), la onda directa no sufrió ninguna variación. Esto se debe a que la parte de la onda directa correspondiente a la energía que se propaga por los primeros centímetros de la probeta recorría una zona que no había sido alcanzada durante la inmersión por el frente de agua que avanzaba desde la cara opuesta y, por tanto, no se vio afectada.

En cuanto a las ondas reflejadas registradas después de la inmersión, vemos que las trazas medidas en las dos caras, tanto en la que había estado sumergida como en la que había permanecido seca, estaban sujetas a variación. En ambos casos los picos de las ondas reflejadas se retrasaban y las amplitudes eran menores.

Esta respuesta es lógica, dado que las ondas reflejadas han recorrido toda la probeta y por lo tanto se han propagado tanto por la zona seca como por la humedecida por el frente de agua. Un aumento en el contenido de humedad se traduce en un aumento de la permitividad dieléctrica relativa efectiva del hormigón y, en consecuencia, se ha de observar una disminución de la velocidad de propagación (ecuación 2). Asimismo, al aumentar la permitividad dieléctrica el medio se polariza más y aumenta la conductividad iónica, dando como resultado una disminución de la amplitud de la señal recibida.

3.4. Análisis de la variación de las velocidades de propagación

Las propiedades eléctricas del hormigón se ven muy alteradas cuando el contenido de agua libre aumenta. De hecho, un aumento del contenido de agua da lugar a un aumento de la capacidad de polarización, y por tanto se incrementa el valor de la constante dieléctrica ϵ_r (o disminuye la velocidad de propagación, v). Ahora bien, cada onda está compuesta por diferentes máximos (fig. 2b) y, tal como algunos autores describen, es muy complejo definir qué máximo es el representativo de la llegada de la onda [24,32,33]. Por lo tanto, al igual que en anteriores trabajos, se calculan las velocidades de propagación (v) con todos los intervalos de tiempos de llegada posibles de cada uno de los máximos que componen las ondas y se analiza cuál de ellos tiene un comportamiento más representativo de la absorción de agua que se produce.

Para ello se analizaron todas las combinaciones posibles de intervalos de diferencia de tiempos de llegada entre la onda directa ($D1$, $D2$ y $D3$) y la reflejada ($R1$, $R2$ y $R3$). Seguidamente, para cada intervalo entre máximos se promediaron los valores obtenidos en los 5 puntos de registro de georadar en la probeta. A partir de ellos y por medio de la ecuación 1 se calcularon las velocidades de propagación para cada intervalo considerado.

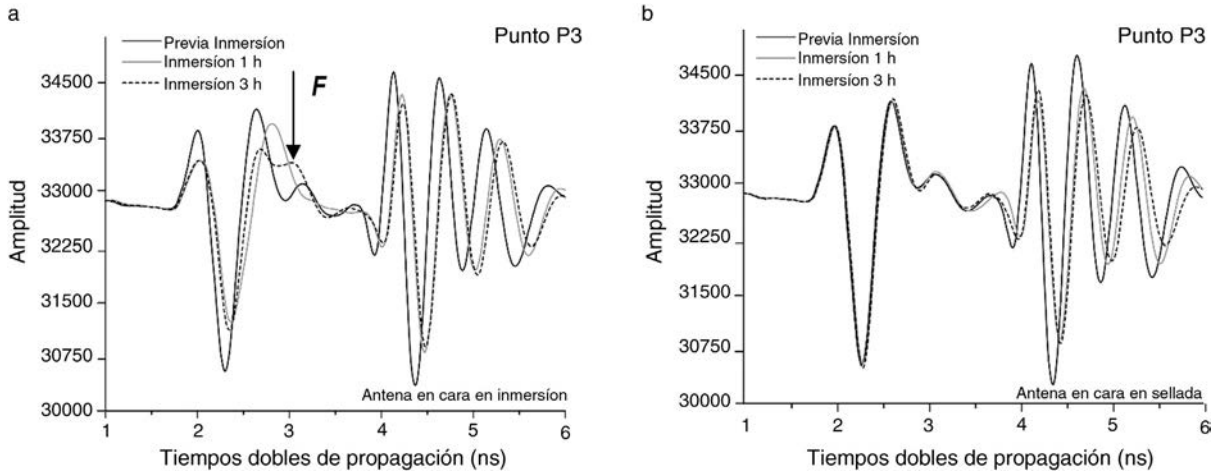


Figura 5. Trazas características en el punto de medición P3 cuando se encontraban secas y tras la inmersión, colocando la antena en la misma cara que se ha realizado la inmersión (a) y en la cara opuesta (b).

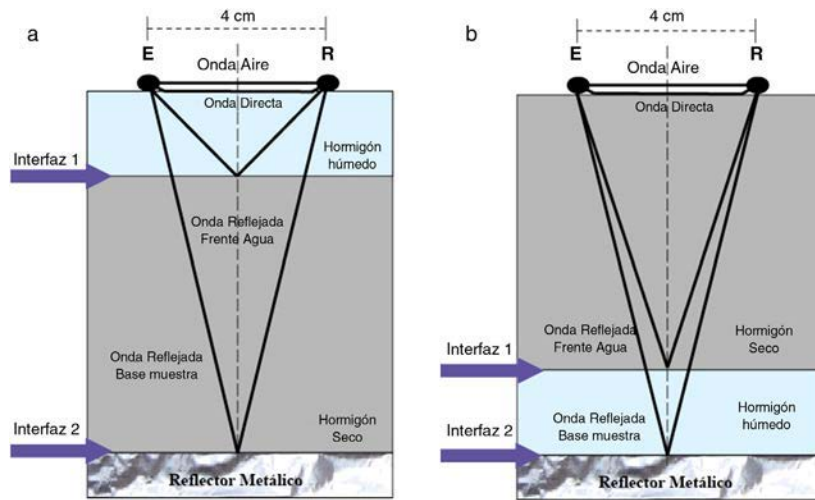


Figura 6. Trayectoria de rayos por el interior de la probeta al colocar la antena sobre la cara que estaba en inmersión (a) y en la cara opuesta (b).

Finalmente, se obtuvieron para cada probeta las diferencias de velocidad (Δv) que tuvieron lugar cuando estaban secas (v_s) y tras la inmersión (v_i), según la ecuación 5.

$$\Delta v = v_i - v_s \tag{5}$$

Los valores obtenidos de incrementos de velocidades cuando la antena se situó en la cara sellada con impermeabilizante y en la cara en la que se produjo la inmersión se detallan en la tabla 3.

De forma general, independientemente de los máximos empleados para calcular los incrementos de velocidad, estos presentaban un mismo patrón. Por un lado, los incrementos eran negativos puesto que, como se ha dicho, la velocidad de propagación de las ondas disminuía después de que las probetas hubieran estado inmersas en agua. Por otro lado, el incremento de la velocidad (en valor absoluto) iba aumentando a medida que el tiempo de inmersión era mayor, ya que al aumentar el contenido de agua en las probetas la velocidad disminuía.

Se puede apreciar que cuando se realizaron las medidas situando la antena sobre la cara que había estado inmersa en

el agua, el incremento de velocidad en algunos casos es positivo. Este resultado se explica por el hecho de que existe una interferencia entre la onda directa y la onda que se refleja en el frente del agua (fig. 6a), dando lugar a la alteración de la llegada de las ondas. El máximo $D2$ de la onda directa se ve afectado por estas reflexiones para profundidades de agua pequeñas; el $D3$, en cambio, se ve afectado para prácticamente todas las profundidades de agua. Es por esta razón que estos valores no se tuvieron en cuenta a la hora de realizar ajustes, es decir, solo se ajustaron aquellos en los que se consideró el primer máximo ($D1$) de la onda directa para calcular el intervalo de tiempos, que no se ve afectado por esta interferencia.

A continuación se obtuvieron las ecuaciones de las curvas que proporcionaban un mejor ajuste entre los incrementos de velocidad, calculados a partir de los diferentes máximos, y el coeficiente de absorción de agua (tabla 4).

Algunos de estos ajustes mostraban un buen acuerdo entre las variables, sobre todo cuando los datos utilizados eran los obtenidos a partir de las mediciones que se hicieron con la antena sobre la cara que permanecía siempre seca (fig. 7a).

Tabla 3
Incremento de velocidades (cm/ns) cuando la antena se colocó en la cara sellada y en la que se realizó la inmersión

		Cara sellada								
		Máximos considerados para el cálculo de los incrementos de tiempo								
Probeta	CA (%)	R1-D1	R1-D2	R1-D3	R2-D1	R2-D2	R2-D3	R3-D1	R3-D2	R3-D3
1	0,57	-0,16	-0,23	-0,22	-0,10	-0,13	-0,11	-0,08	-0,10	-0,08
2	0,45	-0,10	-0,15	-0,26	-0,12	-0,16	-0,25	-0,11	-0,14	-0,20
3	0,66	-0,29	-0,41	-0,60	-0,20	-0,28	-0,39	-0,18	-0,23	-0,31
4	0,78	-0,37	-0,49	-0,68	-0,27	-0,34	-0,46	-0,18	-0,21	-0,28
5	0,80	-0,28	-0,42	-0,50	-0,25	-0,36	-0,40	-0,17	-0,25	-0,26
6	0,80	-0,36	-0,55	-0,68	-0,24	-0,37	-0,45	-0,20	-0,29	-0,33
7	0,85	-0,29	-0,43	-0,51	-0,28	-0,41	-0,46	-0,19	-0,27	-0,28
8	0,93	-0,36	-0,49	-0,58	-0,27	-0,36	-0,40	-0,19	-0,25	-0,26
9	1,04	-0,35	-0,52	-0,62	-0,32	-0,46	-0,51	-0,20	-0,28	-0,30
10	1,03	-0,45	-0,63	-0,56	-0,40	-0,54	-0,44	-0,34	-0,44	-0,29

		Cara sellada								
		Máximos considerados para el cálculo de los incrementos de tiempo								
Probeta	C _A (%)	R1-D1	R1-D2	R1-D3	R2-D1	R2-D2	R2-D3	R3-D1	R3-D2	R3-D3
1	0,57	-0,12	0,30	0,86	-0,12	0,21	0,59	-0,08	0,18	0,46
2	0,45	-0,10	0,24	0,63	-0,13	0,12	0,36	-0,13	0,05	0,21
3	0,66	-0,23	-0,09	0,59	-0,19	-0,07	0,43	-0,18	-0,09	0,26
4	0,78	-0,29	-0,15	1,04	-0,29	-0,19	0,64	-0,26	-0,18	0,41
5	0,80	-0,33	-0,20	0,75	-0,30	-0,21	0,48	-0,25	-0,18	0,32
6	0,80	-0,32	-0,23	0,92	-0,29	-0,23	0,61	-0,25	-0,19	0,42
7	0,85	-0,31	-0,29	0,71	-0,27	-0,25	0,49	-0,22	-0,19	0,35
8	0,93	-0,25	-0,18	0,96	-0,20	-0,14	0,70	-0,20	-0,16	0,42
9	1,04	-0,39	-0,35	-0,41	-0,36	-0,32	-0,38	-0,33	-0,31	-0,35
10	1,03	-0,27	-0,27	-0,33	-0,31	-0,33	-0,42	-0,23	-0,24	-0,28

Tabla 4
Ecuaciones de ajuste de los incrementos de velocidad (cm/ns) con el coeficiente de absorción C_A (%)

Antena Intervalos tiempo para el cálculo de velocidades	Cara sellada $y(x) = a + bx + cx^2$								$\overline{R^2}$
	a		b		c				
	Valor	σ^*	Valor	σ^*	Valor	σ^*			
R1-D1	0,44	0,26	-1,48	0,69	0,66	0,45	0,77		
R1-D2	0,61	0,32	-2,10	0,88	0,93	0,58	0,81		
R1-D3	0,95	0,56	-3,43	1,52	1,88	0,99	0,54		
R2-D1	0,06	0,19	-0,34	0,5	-0,07	0,33	0,83		
R2-D2	0,16	0,25	-0,65	0,69	0,02	0,45	0,84		
R2-D3	0,37	0,42	-1,54	1,15	0,7	0,75	0,53		
R3-D1	-0,05	0,24	-0,01	0,66	-0,18	0,43	0,52		
R3-D2	-0,02	0,31	-0,16	0,83	-0,15	0,54	0,58		
R3-D3	0,18	0,32	-0,95	0,89	0,48	0,58	0,23		

Antena Intervalos tiempo para el cálculo de velocidades	Cara en inmersión $y(x) = a + bx + cx^2$								$\overline{R^2}$
	a		b		c				
	Valor	σ^*	Valor	σ^*	Valor	σ^*			
R1-D1	0,49	0,26	-1,61	0,71	0,8	0,46	0,69		
R2-D1	0,19	0,26	-0,79	0,71	0,28	0,47	0,60		
R3-D1	0,14	0,25	-0,63	0,69	0,23	0,45	0,51		

σ^* : desviación típica.

Concretamente, el mejor coeficiente de correlación ajustado ($\overline{R^2} = 0,84$) se obtiene cuando las velocidades son calculadas con el tiempo transcurrido entre la llegada de los máximos R2-D2. Probablemente esto se deba a que al ser los máximos de

mayor amplitud son los que mejor se identificaban. También se obtuvieron muy buenos resultados para las velocidades calculadas con R2-D1 y las calculadas con R1-D2. Por otro lado, los peores ajustes se producían al utilizar el último máximo de

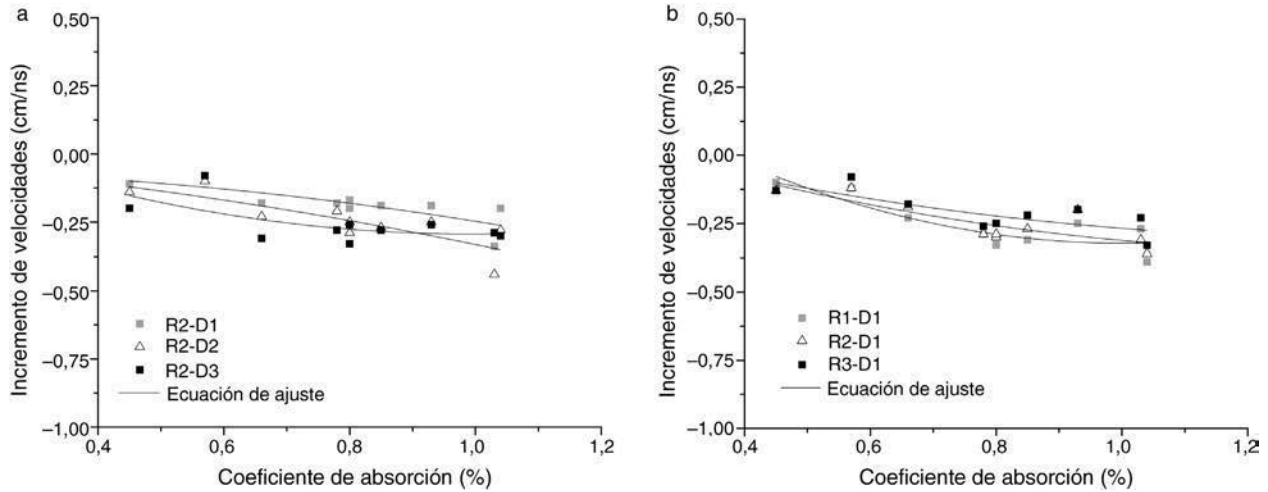


Figura 7. Ajustes entre incrementos de velocidades (cm/ns) y coeficientes de absorción cuando la antena estaba colocada en la cara sellada (a) y en la cara en inmersión (b).

la onda directa, es decir, *D3* y/o el último máximo de la onda reflejada (*R3*).

En el caso de los datos registrados con la antena sobre la cara que fue sumergida en el agua, se observa que, aunque el ajuste se hiciera solo con las combinaciones de máximos que daban lugar a incrementos de la velocidad negativos (fig. 7b), estos presentaban valores del coeficiente correlación menores que los anteriormente comentados.

3.5. Análisis de la variación del nivel de energía de las ondas

Un aumento del contenido de agua libre en las probetas de hormigón se acompaña de un aumento de las pérdidas dieléctricas y de la conductividad iónica. Esto último se traduce en una mayor absorción de la energía y, en consecuencia, en una disminución de la amplitud de las ondas registradas. En este apartado se detalla el análisis de la variación de estas amplitudes mediante el estudio de la variación del nivel de energía.

El primer paso consistió en registrar las amplitudes de los máximos de cada onda (*D1*, *D2*, *D3*, *R1*, *R2* y *R3*) para cada punto de medición y posteriormente se promediaron los valores

obtenidos para cada probeta. Seguidamente se calculó el nivel de energía (α) recibida de cada máximo por medio de la ecuación 3.

A continuación se estudió el incremento que se producía en el nivel de energía recibida entre la probeta seca (α_s) y tras la inmersión (α_i). El parámetro finalmente evaluado para cada máximo se calculó por medio de la ecuación 6 (tabla 5).

$$\Delta\alpha = \alpha_i - \alpha_s \tag{6}$$

En la tabla 5 podemos ver que el incremento del nivel de energía calculado para las tres primeras columnas es prácticamente nulo. Este resultado era de esperar, ya que estos incrementos del nivel se obtuvieron a partir de los máximos (*D1*, *D2* y *D3*) de la onda directa que se registraba con la antena sobre la cara opuesta a la que se sumergía en agua y que, por tanto, permanecía siempre seca. También se observa que los intervalos asociados a los máximos de la onda directa que se registraba cuando la antena se colocaba en las caras sujetas a inmersión proporcionaban valores un tanto erráticos. Esto puede deberse a la interferencia entre la onda directa y la reflexión en la interfaz hormigón húmedo y hormigón seco (fig. 6a).

Tabla 5 Incremento de energía recibida (dB) en los máximos cuando la antena se colocó en la cara sellada y en la cara inmersa en agua

Probeta	CA(%)	Máximos considerados de las ondas directas y reflejadas											
		Cara sellada						Cara en inmersión					
		D1	D2	D3	R1	R2	R3	D1	D2	D3	R1	R2	R3
1	0,57	0,07	-0,03	-0,77	-11,90	-5,62	-2,64	-9,68	-3,94	1,72	-2,12	-1,92	-3,66
2	0,45	-0,07	0,20	0,05	-11,05	-4,10	-1,57	-8,93	-2,99	2,33	-1,95	-1,40	-1,43
3	0,66	-0,23	-0,11	-0,07	-8,01	-5,16	-3,58	-8,82	-5,85	-1,58	-2,81	-2,92	-4,23
4	0,78	-0,26	-0,09	-0,49	-5,91	-6,47	-5,04	-10,68	-6,90	-2,97	-5,32	-3,91	-4,42
5	0,80	-0,09	0,08	-0,03	-3,42	-6,02	-6,17	-9,98	-6,46	-5,49	-3,76	-3,82	-5,20
6	0,80	0,21	0,53	0,31	-4,85	-5,91	-5,49	-10,17	-6,65	-4,41	-4,71	-4,98	-5,35
7	0,85	-0,11	0,13	-0,05	-2,97	-6,18	-6,17	-10,19	-5,41	-8,91	-5,50	-5,07	-6,02
8	0,93	-0,03	0,21	0,08	-2,42	-5,29	-6,94	-10,92	-5,07	-12,15	-5,38	-4,25	-6,53
9	1,04	0,00	0,00	0,29	-3,71	-6,42	-7,60	-10,82	-5,25	-9,88	-6,31	-6,31	-7,59
10	1,03	0,13	0,15	0,05	-3,92	-7,46	-7,83	-3,05	-1,47	-3,06	-	-	-

Tabla 6 Ecuaciones de ajuste entre el incremento de energía recibida (dB) y el coeficiente de absorción, cuando se colocó la antena en la cara sellada y en la inmersa en el agua

Antena Máximo	Cara sellada $y(x) = a + bx + cx^2$						$\overline{R^2}$
	a		b		c		
	Valor	σ^*	Valor	σ^*	Valor	σ^*	
R1	-32,16	8,00	54,76	21,66	-25,80	14,15	0,79
R2	-1,27	3,27	-8,36	8,86	3,07	5,80	0,51
R3	5,44	1,80	-16,77	4,87	3,83	3,19	0,97

Antena Máximo	Cara en inmersión $y(x) = a + bx + cx^2$						$\overline{R^2}$
	a		b		c		
	Valor	σ^*	Valor	σ^*	Valor	σ^*	
R1	2,37	3,60	-8,97	9,99	0,45	6,70	0,83
R2	2,71	3,29	-9,05	9,11	0,60	6,12	0,85
R3	3,49	2,40	-12,61	6,66	1,98	4,47	0,94

En lo que respecta a los incrementos del nivel de energía obtenidos a partir de la amplitud de los máximos de la onda reflejada vemos que, a excepción de los valores del máximo *R1* cuando la antena se colocaba en la cara sellada, el resto seguía un claro patrón de comportamiento. A medida que aumentaba el coeficiente de absorción, el incremento del nivel de energía se iba haciendo cada vez más negativo. Este resultado tiene una interpretación física lógica, ya que las amplitudes normalizadas con la amplitud del aire dan un valor menor que la unidad. Este valor, por otra parte, es cada vez más pequeño a medida que el coeficiente de absorción aumenta, y por tanto su logaritmo es un valor cada vez más negativo.

La excepción del comportamiento de los valores de la cuarta columna (máximo *R1*), anteriormente comentado, puede tener su explicación en lo siguiente. Durante las primeras horas de inmersión el frente del agua es muy pequeño y por tanto la

reflexión en la base de la muestra se solapa con la reflexión debida a la interfaz hormigón húmedo-hormigón seco (fig. 6b). Esto da lugar a que no se pueda considerar este máximo para evaluar la variación que se produce en la onda reflejada en la base de la muestra.

Con objeto de conocer mejor cómo se comportaban estos parámetros se realizaron ajustes con los coeficientes de absorción asociados. Los coeficientes de correlación ajustados de las ecuaciones que se obtuvieron para los mejores ajustes se recogen en la tabla 6.

En lo que respecta a los incrementos de energía hallados a partir de los máximos de la onda reflejada medida en los registros tomados colocando la antena en la cara que permanecía siempre seca, se obtuvo una buena correlación cuando el máximo analizado era el *R1* ($\overline{R^2} = 0,79$) y un excelente acuerdo cuando el analizado era *R3* ($\overline{R^2} = 0,97$). No obstante, a pesar

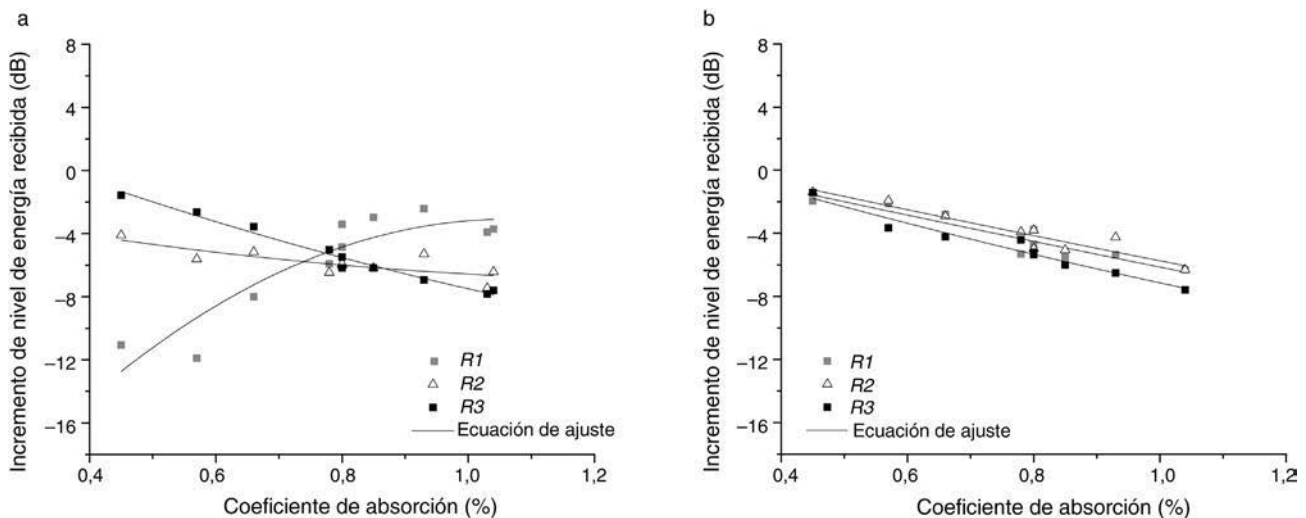


Figura 8. Ajustes entre incrementos de energía recibida (dB) en la onda reflejada y coeficientes de absorción cuando la antena estaba colocada en la cara sellada (a) y en la cara en inmersión (b).

de que el ajuste con el máximo $R1$ presenta un alto coeficiente de correlación ajustado, no se puede tomar como representativo del comportamiento de la reflexión en la base de la muestra, tal y como se ha comentado anteriormente. También observamos el gran acuerdo entre las variables cuando se ajustan los incrementos de energía de los tres máximos de la onda reflejada medida al colocar la antena en la cara que se sumergía en el agua. Es de especial interés la ecuación obtenida para el máximo $R3$, ya que se ajusta con gran fidelidad a la variación del coeficiente de absorción ($\overline{R^2} = 0,94$).

Los valores experimentales y las curvas de ajuste halladas se representan en la [figura 8](#). En esta figura se pone de manifiesto el comportamiento diferencial, antes mencionado, del incremento de la energía calculado con el máximo $R1$ medido al colocar la antena en la cara sellada ([fig. 8a](#)). Además, se aprecia que las ecuaciones que se obtuvieron describen con gran aproximación la relación entre las variables analizadas. Este resultado, así mismo, se corrobora con el valor de los coeficientes de correlación ajustados de estos ajustes ([tabla 6](#)).

4. Conclusiones

Los resultados obtenidos en el estudio experimental presentado en este trabajo muestran que las señales registradas con georradar, utilizando una antena comercial de 2 GHz, en probetas de hormigón endurecido con diferentes contenidos de humedad, presentan variaciones en sus características. Además, estas variaciones exhiben un patrón que está relacionado con el contenido de agua de dichas probetas. Por tanto, este estudio revela el potencial del georradar para ser utilizado como herramienta no destructiva en el control del contenido de agua en el hormigón. La significancia de este resultado se pone de manifiesto si se tiene en cuenta que la mayoría de los procesos físicos o químicos que tienen lugar en el hormigón, sean beneficiosos o no, necesitan la presencia de agua.

De forma más concreta, además, se ha comprobado que los parámetros utilizados en este análisis —incremento de la velocidad e incremento del nivel de energía de las ondas— describían con gran aproximación la variación del coeficiente de absorción que experimentaban las probetas después de su inmersión en agua.

En cuanto al incremento de velocidad (velocidad de propagación en la probeta después de la inmersión menos velocidad de propagación cuando estaba seca), se observó que su comportamiento estaba de acuerdo con la hipótesis de que la velocidad de propagación en el hormigón había de ser menor a medida que el contenido de agua en las probetas aumentara. Esto queda reflejado en que su valor era negativo y que, además, a medida que el coeficiente de absorción aumentaba era cada vez más negativo. Asimismo, se ha demostrado que con los registros adquiridos con la antena en la cara que permanecía seca, el incremento de velocidad considerando los tiempos de llegada de los picos $D2$ (onda directa) y el $R2$ (onda reflejada) era el más adecuado para describir la variación del coeficiente de absorción.

En lo que se refiere a la relación entre la variación del incremento del nivel de energía (nivel de energía recibido de la

amplitud de la onda en la probeta después de la inmersión menos nivel de energía cuando estaba seca) y la variación del coeficiente de absorción, se ha mostrado que, cuando se consideran los picos de la onda reflejada, esta relación se ajustaba a la hipótesis de que la amplitud de las ondas tenía que disminuir a medida que el contenido de agua en las probetas aumentara. En este caso, los mejores resultados se obtuvieron cuando se analizó el pico de la onda reflejada $R3$, independientemente de en qué cara (húmeda o seca) se habían adquirido los registros.

No obstante, será necesario realizar investigaciones futuras con un mayor número de muestras, de mayores dimensiones y diferentes relaciones de agua/cemento, así como incorporando armaduras. Todo ello con el objeto de generalizar los resultados aquí obtenidos y extender su aplicación al hormigón armado.

El trabajo aquí presentado es uno de los múltiples ejemplos que podemos encontrar de la aplicación de la técnica del georradar en el ámbito de la ingeniería civil y la arquitectura, valorando especialmente el hecho de que es un procedimiento que permite la inspección rápida de grandes superficies y de forma no invasiva. Actualmente, como reflejo del interés que despierta esta metodología, se encuentra en vigor la acción promovida por la Unión Europea, COST Action TU 1208 Civil Engineering Applications of Ground Penetrating Radar (www.gpradar.eu).

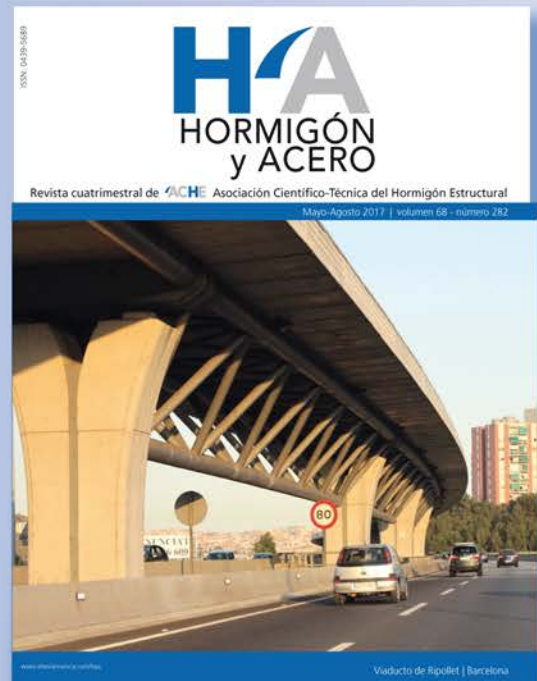
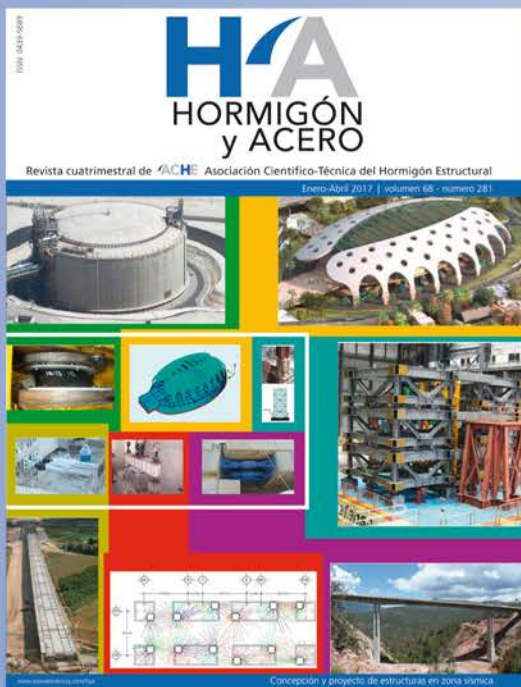
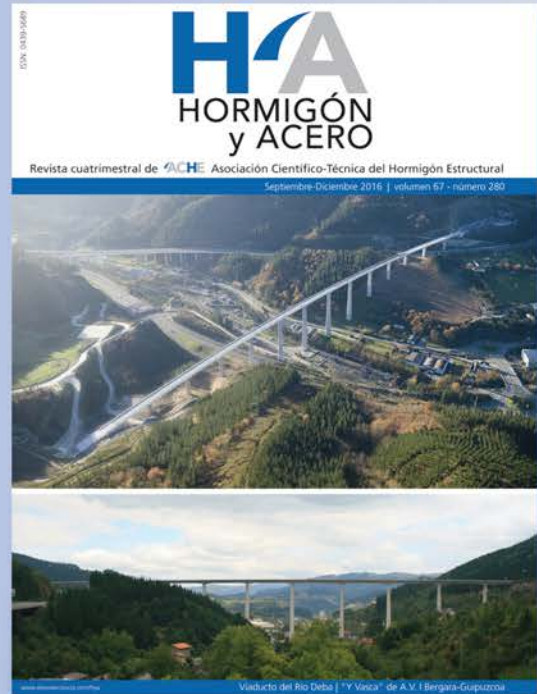
Agradecimientos

Los autores de este trabajo agradecen a todas aquellas personas que han colaborado directa o indirectamente en la elaboración del mismo. Es por ello justo agradecer la colaboración de los Técnicos de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Edificación de la Universitat Politècnica de València. Asimismo, los autores agradecen al Dr. Jean Paul Balayssac y al Dr. Gilles Klysz la colaboración prestada en el procesamiento de datos durante la estancia de investigación realizada (2013) en el Laboratorio Matériaux et Durabilité des Constructions de la Université Paul Sabatier de Toulouse (Francia), financiada por la COST Action TU 1208 Civil Engineering Applications of Ground Penetrating Radar.

Bibliografía

- [1] A. Loizos, C. Plati, Accuracy of pavement thicknesses estimation using different ground penetrating radar analysis approaches, *NDT E Int.* 40 (2007) 147–157.
- [2] J. Stryk, R. Matula, K. Pospisil, Possibilities of ground penetrating radar usage within acceptance tests of rigid pavements, *J. Appl. Geophys.* 97 (2013) 11–26.
- [3] J. Nigel, N. Cassidy, R. Eddies, S. Dods, Void detection beneath reinforced concrete sections: The practical application of ground-penetrating radar and ultrasonic techniques, *J. Appl. Geophys.* 74 (4) (2011) 263–276.
- [4] J. Hugenschmidt, R. Mastrangelo, GPR inspection of concrete bridges, *Cement Concrete Comp.* 28 (4) (2006) 384–392.
- [5] A. Benedetto, G. Manacorda, A. Simi, F. Tosti, Novel perspectives in bridge inspection using GPR, *Nondestruct. Test. Eva.* 27 (3) (2012) 239–251.
- [6] A. Lalagüe, I. Hoff, Determination of space behind pre-cast concrete elements in tunnels using GPR, 13th International Conference on Ground Penetrating Radar (GPR). (2010).
- [7] O. Abraham, X. Derobert, Non-destructive testing of fired tunnel walls: the Mont-Blanc Tunnel case study, *NDT E Int.* 36 (6) (2003) 411–418.

- [8] Z.L. Shu, B.X. Liu, B. Li, K. Zhang, W.T. Sun, Study on MATLAB-based data processing method for ground penetrating radar to detect tunnel lining, *Disaster Adv.* 6 (1) (2013) 398–405.
- [9] V. Pérez-Gracia, Innovative inspection procedure for effective GPR surveying of buildings Cost Action TU 1208, *Civil Engineering Applications of Ground Penetrating Radar.* (2014).
- [10] M. Ramírez, F. García, I. Rodríguez-Abad, R. Martínez-Sala, J. Benlloch, Ground-penetrating radar survey for subfloor mapping and analysis of structural damage in the Sagrado Corazón de Jesús Church, Spain, *Archaeol. Prospect.* 15 (4) (2008) 285–292.
- [11] V. Pérez, F.G. García, I. Rodríguez-Abad, GPR evaluation of the damage found in the reinforced concrete base of a block of flats: A case study, *NDT E Int.* 41 (5) (2008) 341–353.
- [12] I. Nur Azwin, S. Rosli, M.M. Nordiana, Ali. Nisa, Predictive mapping of underground utilities using ground penetrating radar, *Caspian Journal of Applied Sciences Research.* 2 (AICCE'12 & GIZ' 12) (2013) 104–108.
- [13] J.E.N.G. Yih, C.H.E.N. Chih-Sung, Subsurface GPR imaging of a potential collapse area in urban environments, *Eng. Geol.* 147 (2012) 57–67.
- [14] ASTM Designation ASTM D6432-11 Standard Guide for Using the Surface Ground Penetrating Radar Method for Subsurface Investigation.
- [15] R. Martínez-Sala, I. Rodríguez-Abad, I. del Val., Effect of penetration of water under pressure in hardened concrete on GPR signals, *International Workshop on Advanced Ground Penetrating Radar (IWAGPR).* (2013).
- [16] R. Martínez-Sala, I. Rodríguez-Abad, J. Mené, Concrete curing monitoring by means of the non-destructive GPR technique, *Jornadas Internacionales de Investigación en Construcción* (2013).
- [17] S. Laurens, J.P. Balayssac, J. Rhazi, G. Klysz, G. Arliguie, Non-destructive evaluation of concrete moisture by GPR: Experimental study and direct modeling, *Mater. Struct.* 38 (283) (2005) 827–832.
- [18] Z.M. Sbartai, S. Laurens, J.P. Balayssac, G. Arliguie, G. Ballivy, Ability of the direct wave of radar ground-coupled antenna for NDT of concrete structures, *NDT E Int.* 39 (5) (2006) 400–407.
- [19] Z.M. Sbartai, S. Laurens, J.P. Balayssac, G. Ballivy, G. Arliguie, Effect of concrete moisture on radar signal amplitude, *ACI Mater. J* 103 (6) (2006) 419–426.
- [20] W.L. Lai., W.F. Tsang, Characterization of pore systems of air/water-cured concrete using ground penetrating radar (GPR) through continuous water injection, *Constr. Build. Mater.* 22 (2008) 250–256.
- [21] Lai.F W.L., S.C. Kou, W.F. Tsang, C.S. Poon, Characterization of concrete properties from dielectric properties using ground penetrating radar, *Cement Concrete Res.* 39 (2009) 687–695.
- [22] I. Rodríguez-Abad, R. Martínez-Sala, J. Mené, G. Klysz, Water penetrability in hardened concrete by GPR, *15th International Conference on Ground Penetrating Radar* (2014).
- [23] R. Martínez-Sala, I. Rodríguez-Abad, J. Mené-Aparicio, A. Fernández-Castilla, A study of the waterfront advance in hardened concrete by means of energy level increment analysis, *8th International Workshop on Advanced Ground Penetrating Radar (IWAGPR)*, 2015.
- [24] I. Rodríguez-Abad, G. Klysz, R. Martínez-Sala, J.P. Balayssac, J. Mené, Waterfront depth analysis in hardened concrete by means of the non-destructive ground penetrating radar, *IEEE J-STARS.* 9 (1) (2016) 91–99.
- [25] G. Villain, X. Derobert, M. Sbartai, J.P. Balayssac, Evaluation of concrete water content and other durability indicators by electromagnetic measurements, *13th International Conference on Ground Penetrating Radar*, 2010.
- [26] L. Pajewski, A. Benedetto, *Proceedings of the First Action's General Meeting (Rome).* COST Action TU1208 Civil Engineering Applications of Ground Penetrating Radar, Publishing House, Aracne, 2013.
- [27] L. Pajewski, X. Derobert, *Proceedings of the 2014 Working Group Progress Meeting (Nantes).*, COST Action TU1208 Civil Engineering Applications of Ground Penetrating Radar, Publishing House, Aracne, 2014.
- [28] D. Daniels, *Ground-Penetration Radar*, The Institution of Electrical Engineers, 2004.
- [29] V. Pérez, *Radar del subsuelo. Evaluación en arqueología y en patrimonio histórico-artístico [tesis doctoral]*, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2001.
- [30] I. Rodríguez-Abad, *Evaluación de la técnica no destructiva del georradar para la inspección, diagnóstico y análisis resistente de la madera [tesis doctoral]*, Universitat Politècnica de València, Valencia, 2010.
- [31] UNE-EN 12390-2:2009, *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia.*
- [32] R. Yelf, D. Yelf, Where is the True Time Zero? *Electromagnetic Phenomena.* 7 (1) (2006) 158–163.
- [33] R. Martínez-Sala, I. Rodríguez-Abad, J. Tapia, Analysis of the reflected wave arrival position in timber specimens emitted by GPR with an antenna of 1.6 GHz., *2nd International Conference on Construction and Building Research*, 2012.



HA SUMARIO

C O N T E N I D O S

Robustez estructural: la cualidad que echó de menos Ribera en 1905 <i>Robustness: The quality Ribera missed in 1905</i> Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Javier León González, Jorge Ley Urzáiz	171
Proyecto de ferrocarril Awash-Kombolcha-Hara Gebaya, Etiopía. Diseño orientado a obras en países en desarrollo <i>Awash - Kombolcha - Hara Gebaya railway project in Ethiopia. Site oriented design in developing countries</i> Maria Estany Blázquez, Alexandre Correia Paulo, Ricard Leal Baró	185
Estudio de la influencia de los principales parámetros que definen un solapo de barras <i>Study on the influence of the main parameters defining reinforcement lap splices</i> Ismael Vieito, Fernando Martínez-Abella, Javier Eiras-López, Manuel F. Herrador, Juan Luis Pérez-Ordóñez	193
Structures with chloride attack. Application of cathodic protection in the bridge to Illa de Arousa <i>Estructuras con ataque por cloruros. Aplicación de la protección catódica en el puente a la Illa de Arousa</i> José Antonio Becerra Mosquera, José Enrique Pardo Landrove, José Manuel Millán Pérez, Diego Carro-Lopez	201
Estaciones enterradas de la línea 3 del Metro de Riad. Estaciones profundas con contrabóveda <i>Underground stations of Riyadh Metro project line 3. Deep stations with counter-vault</i> Francisco Javier Gómez Corral, Antonio Martín Colecha, Gonzalo Zarrabeitia Ullibarrí	209
Puente de Barra Vieja, México <i>Barra Vieja Bridge, Mexico</i> Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz, Alberto Muñoz Tarilonte, Raúl González Aguilar	221
Cálculo de torres atirantadas sin utilizar elementos finitos <i>Calculating guyed towers without using finite elements</i> Pablo M. Páez, Berardi Sensale	229
Análisis de un puente de tablero continuo sujeto a múltiples excitaciones sísmicas <i>Seismic analysis of a continuous bridge subjected to multiple-support excitation</i> Alexander Kagermanov	241
Aplicación de la técnica del georradar en ingeniería civil: evaluación de la variación del contenido de agua en el hormigón <i>Use of the non-destructive ground-penetrating radar technique in civil engineering: Evaluation of the variation of water content in concrete</i> Rosa Martínez-Sala, Jesús Mené-Aparicio, Isabel Rodríguez-Abad	251