

H A

HORMIGÓN y ACERO

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

Mayo - Diciembre 2021 | Volumen 72 - Números 294/295





NEVER STOP BUILDING

NOVEDAD

SOFTWARE de CÁLCULO de FIJACIONES



ACCESO GRATUITO EN LÍNEA



COMPATIBLE CON TODOS LOS NAVEGADORES WEB



SIGUIENTES CÁLCULOS DE EUROCODE 2 EN 1992-4



CUMPLE CON LAS REGLAS SÍSMICAS



CÁLCULOS DE ALBAÑILERÍA



CÁLCULOS DE BARANDILLAS

- »» ONLINE Y GRATUITO
- »» EUROCÓDIGO 2 EN 1992-4
- »» MUY INTUITIVO Y FÁCIL





FOTO DE PORTADA: Luis Ortega Basagoiti

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

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

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (GGRAVITY S.A., Madrid)

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

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

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

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

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

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

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

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

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GRUPO TYPSA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

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

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

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid)

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

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

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

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

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

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

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)

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

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

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

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

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

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

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

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

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

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

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

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

José M^a de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

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

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

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

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigón y Acero* está indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/ Web of Science (ESCI/WoS) – ScienceDirect - ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex - Pascal

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. CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA S.L., 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 solo puede ser realizada con la autorización de sus titulares es, salvo excepción prevista por la ley. Dirijase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra. Ni CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA ni la Asociación Española de Ingeniería 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.


ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

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

Suscripciones y atención al cliente

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

Impresa en España por Gráficas Muriel
Diseño gráfico y maquetación: lete@mgrafico.com

Depósito legal: M-853-1958

Carta del director.....	5
Carta del editor asociado.....	6
Historia de la inspección y auscultación de estructuras en el Laboratorio Central <i>History of Inspection and Monitoring of Structures in Laboratorio Central</i> Ismael Carpintero, Jorge Rueda.....	7
Estudiar al máximo para actuar lo mínimo <i>Study the Maximum to Act as Little as Possible</i> Jorge Perelli, Antonio López.....	23
Detection of Corrosion Risk Beside Patch Repairs <i>Detección del riesgo de corrosión al lado de las reparaciones por parcheo</i> M ^o Carmen Andrade, Pedro Castro-Borges, Enio Pazini.....	41
Assessment of the Efficiency of Strengthening Solutions in Concrete Structures by Means of Non-Linear Step by Step Analysis Models <i>Evaluación de la eficiencia de soluciones de refuerzo en estructuras de hormigón mediante análisis no lineal evolutivo</i> Antonio Marí, Jesús M. Bairán, Eva Oller.....	59
Standards for the Assessment of Existing Structures: Real Need or Caprice of Code Makers? <i>Normas para la evaluación de las estructuras existentes: ¿necesidad real o capricho de la furia reguladora?</i> Peter Tanner.....	77
Membrane Substitution of La Cartuja Stadium Roof in Seville, Spain <i>Sustitución de la membrana de la cubierta del estadio de La Cartuja de Sevilla, España</i> Enrique Goberna, Knut Stockhusen, Mike Schlaich.....	85
Structural Rehabilitation of the Old Convention Pavillion in Madrid <i>Rehabilitación estructural del antiguo Pabellón de Convenciones de Madrid</i> David Izquierdo, Aurelio Domínguez, María Oslé, Jose Antonio Moltalvilla, Luis Aznar.....	99
Ingeniería sobre estructuras existentes: patologías, cirugías, trasplantes, urgencias. Tres casos prácticos <i>Engineering on Existing Structures: Pathologies, Surgeries, Transplants, Emergencies. Three Practical Cases</i> Juan Carlos Arroyo, Alberto Costaguta, Eduardo Medina, Miriam Alonso.....	117
Refuerzos activos de vigas y forjados mediante perfiles metálicos <i>Active Strengthening of Beams and Slabs Using Steel Profiles</i> Raúl Rodríguez, Enrique González, Jorge Ley.....	137
Historia y futuro del mantenimiento y vigilancia de los puentes ferroviarios <i>Past and Future of Maintenance and Monitoring of Railway Bridges</i> Luis Esteras, José Antonio Gómez.....	151
Inspección y rehabilitación de puentes atirantados en la red de carreteras del estado <i>Inspection and Rehabilitation of Cable-Stayed Bridges in the State Highway Network</i> Álvaro Navareño, José Emilio Criado.....	163
Analysis of the Factors Contributing to Fatigue in the Cables of Cable-Stayed Bridges <i>Análisis de los factores que contribuyen a la fatiga de los cables de los puentes atirantados</i> Miguel Ángel Astiz.....	177
Permanent Structural Health Check of Signature Bridges <i>Comprobación permanente del comportamiento estructural de puentes singulares</i> Helmut Wenzel.....	195
El reto de aportar un carácter dinámico a las inspecciones de estructuras <i>The Challenge of Bringing a Dynamic Character to Structural Inspections</i> Ana Belén Menéndez, Alejandro Rodríguez.....	205
Los problemas árido álcali o la necesidad de anticiparse a un proceso irreversible en los puentes <i>Alkali-Aggregate Problems or the Need to Anticipate an Irreversible Process in Bridges</i> José Antonio Martín-Caro, José Luis Martínez, Gonzalo Arias.....	219
Experiencias relacionadas con riesgos no evidentes en puentes existentes <i>Experiences Related to Non-Evident Risks in Existing Bridges</i> Javier León, Hugo Corres.....	233
Aplicación de los sistemas mixtos para el refuerzo de puentes de hormigón con patologías <i>Use of Composite Structures for the Strengthening of Concrete Bridges with Pathologies</i> Francisco Millanes; Miguel Ortega; Ignacio Pulido; Santiago Salas; Enrique Bordó.....	249
Criterios de proyecto para la ampliación significativa del ancho de plataforma de puentes existentes. Ejemplos de aplicación a casos reales de puentes de gran luz <i>Design Criteria for the Significant Widening of the Platform of Existing Bridges. Case Studies of Real Long Span Bridges</i> José María de Villar, José M. Simón-Talero.....	265
Span Enlargement of Overpasses on Widened Existing Highways <i>Ampliaciones de la luz de pasos superiores de autopista</i> Álvaro Serrano; Ginés Ladrón de Guevara.....	279
Barrier Replacement Works of the Ruitelán Viaduct A-6 P.K. 424+000 <i>Obras de sustitución de pretil del viaducto de Ruitelán A-6 P.K. 424+000</i> José Alberto Cerezo, Elena Seguido, Florencio del Pozo, José María Arrieta.....	287
Tubos rellenos de hormigón expansivo. Aplicación al viaducto sobre el barranco de Erques. Programa experimental e instrumentación in situ <i>Tubes Filled with Expansive Concrete. Application to the Viaduct over the Erques Ravine. Experimental Programme and in-situ Instrumentation</i> José Pedro Gutiérrez, Sonia Martínez, Juan José Sánchez, Fco. Javier Barroso, Luis Echevarría.....	301

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

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



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



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



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



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

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

C/ Orense, 10
28020 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



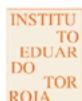
FLORENTINO REGALADO INGENIERÍA & ARQUITECTURA S.L.P.
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



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



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



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

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

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





Luis Ortega Basagoiti en Barrios de Luna.

CARTA DEL DIRECTOR

Este número de *Hormigón y Acero* está dedicado a la memoria de Luis Ortega Basagoiti. Surge de la iniciativa de Jesús Rodríguez Santiago, quien propuso al Consejo Editorial que la revista rindiese homenaje a Luis con un monográfico sobre *Inspección, instrumentación, diagnóstico, evaluación, reparación y refuerzo de estructuras*, que es el ámbito en el que Luis desarrolló gran parte de su tarea profesional.

Jesús ha realizado durante estos meses un trabajo muy dedicado y meticulado para editar este número y el resultado, a la vista está, es excepcional. Excelentes profesionales, amigos de Luis, le dedican sus artículos sobre el tema, componiendo un monográfico muy relevante y de gran actualidad. He entresacado algunos párrafos de las dedicatorias, que muestran la magnitud y el relieve de la trayectoria de Luis Ortega:

"Luis, uno de los pioneros en patología de estructuras en este país, solía comentar con mucho orgullo su experiencia en la inspección de algunos puentes atirantados, en particular el puente sobre el embalse de Barrios de Luna." Álvaro Navareño y Emilio Criado.

"Los autores de este artículo estaremos siempre agradecidos a Luis María Ortega Basagoiti, con el que hemos tenido la gran suerte de compartir más de 25 años como estrechos compañeros de trabajo." Jorge Perelli y Antonio Sánchez.

"Sabio, culto y ameno como pocos, Luis Ortega Basagoiti superaba todo lo que de él se pueda decir aquí. Será difícil volver a conocer a una persona de tanta valía profesional y que al mismo tiempo resultara tan cercana y sencilla. Maestro, compañero y amigo inolvidable." Ana Belén Menéndez y Alejandro Rodríguez.

"Este artículo está dedicado a la memoria de un extraordinario ingeniero y ser humano, Luis Ortega Basagoiti, quien fue ejemplo y referencia para ingenieros e investigadores estructurales a lo largo de su carrera profesional." Antonio Mari, Jesus Bairán y Eva Oller.

"Luis Ortega, al igual que otros muchos ingenieros dedicados a la conservación y mantenimiento de las infraestructuras, ha sido un referente para aquellos que trabajamos en estas labores 'olvidadas'. Gracias por tu ejemplo y dedicación." Luis Esteras y José Antonio Gómez.

"De él no solo aprendí a acercarme a las estructuras existentes, sino también a interactuar con otros colegas de la profesión e incluso con estudiantes." David Izquierdo.

"Con este artículo queremos expresar nuestro reconocimiento y agradecimiento a Luis Ortega Basagoiti, excelente ingeniero y excelente amigo." Álvaro Serrano y Ginés Ladrón de Guevara.

"La rehabilitación y patología de estructuras es un campo de la ingeniería en el que el fallecido Luis Ortega Basagoiti fue un reconocido experto. Nos sentimos honrados de participar en esta publicación en honor a su memoria." Enrique Goberna, Knut Stockhusen y Mike Schlaich.

"En los últimos diez años hemos tenido la suerte de colaborar con él y con Retineo en varios trabajos, en el refuerzo de zapatas para torres eólicas y en el proyecto de las Nuevas Torres de Colón, en los que, en la cercanía, volvió a manifestar su honradez y su compromiso con la profesión y con las personas." Juan Carlos Arroyo, Alberto Costaguta, Eduardo Medina y Miriam Alonso.

"Siempre con los pies en la tierra y la cabeza sobre los hombros, el entrañable Luis expresaba una sensibilidad especial hacia el aura del patrimonio construido, si se admite el término. Hacía gala, sin proponérselo, de un extraordinario sentido común desde el que, con modestia, como hacen los personajes de altura, sintetizaba las claves de la materia tratada en los debates a los que asistía." Javier León, Hugo Corres.

"Se desea reconocer de manera especial en este artículo la figura de Luis Ortega Basagoiti en su paso por el Laboratorio Central, en el campo concreto de la inspección y auscultación de estructuras, bajo cuya coordinación se inició una ingente actividad en este ámbito que aún hoy sigue vigente." Ismael Carpintero y Jorge Rueda.

"En noviembre de 1996 Luis Ortega Basagoiti nos confió el proyecto de rehabilitación de un puente sobre el río Ebro en Frías (Burgos). (...) el conocimiento de Luis como ingeniero extraordinariamente dotado e intuitivo, combinado con sus impresionantes cualidades personales, sencillez y honestidad, hicieron de este trabajo un éxito para todos los involucrados." Peter Tanner.

"El autor está en deuda con el fallecido Luis Ortega Basagoiti por una amistad de toda la vida, así como por sus comentarios sobre la importancia de los aspectos de durabilidad, reparación y mantenimiento en el diseño de puentes." Miguel A. Astiz.

"Los autores también desean señalar que Luis Ortega Basagoiti (...) enfatizó constantemente la importancia de un estudio profundo de cómo definir el alcance de la reparación y detectar sus implicaciones en las áreas adyacentes. (...) Carmen Andrade agradece la oportunidad que se le brindó de admirar el enfoque riguroso de la investigación de Luis cuando participó con él en algunos de los primeros proyectos de investigación europeos (...), así como en muchas actividades posteriores y más recientemente cuando presidió la Asociación ARPHO." Carmen Andrade, Pedro Castro y Enio Pazini.

"Queremos rendir con este artículo homenaje a Luis M^a Ortega Basagoiti, que fue, en su momento, un precursor de los problemas que afectan a la durabilidad de las estructuras, en una época en que no existían apenas referentes y en la que el mantenimiento de los puentes apenas estaba empezando a despertar." José Antonio Martín-Caro, José Luis Martínez y Gonzalo Arias.

Muchas gracias a todos los autores —y revisores— por la colaboración en este número. Y un agradecimiento muy especial a Jesús Rodríguez por sacarlo adelante. Este trabajo es una finísima muestra de amistad y respeto por el gran profesional y excelente persona que fue Luis Ortega Basagoiti.

Gonzalo Ruiz
DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO

CARTA DEL EDITOR ASOCIADO

Cada vez cobra mayor importancia la intervención en las estructuras existentes sea para labores preventivas de inspección, mantenimiento, diagnóstico y evaluación de la seguridad como para labores de reparación y refuerzo. Además, especialmente en el caso de los puentes, la necesidad de adaptarlos a las crecientes demandas del tráfico requiere su ampliación. Todo ello dentro de la llamada economía circular que aconseja mantener y reutilizar nuestras estructuras.

La relevancia de estos temas y la cercanía de los mismos a la vida profesional de Luis Ortega Basagoiti aconsejó al Consejo Editorial de la revista la publicación de este monográfico para honrar su memoria.

Forman parte de este número 21 artículos, en español o en inglés, de excelentes autores que fueron invitados por su cercanía a Luis en sus actividades profesionales. Los 5 primeros plantean temas de carácter transversal mientras que los 4 siguientes incluyen algunas actuaciones en estructuras de edificación, dedicados al estudio y reparación de grandes cubiertas, ampliación del graderío de un estadio, edificios y refuerzo en vigas y forjados. Completan este número 12 artículos orientados a puentes cubriendo aspectos relacionados con la inspección e instrumentación, el mantenimiento, el diagnóstico, la evaluación, el refuerzo y la ampliación de estos.

Luis fue muchos años director de esta revista y su vida profesional se orientó principalmente a las estructuras existentes, primero en el Laboratorio Central del CEDEX y posteriormente en las empresas Geocisa y Retineo.

Conocí a Luis desde los comienzos de nuestras actividades profesionales en los años 70 del siglo pasado si bien le recuerdo desde Dragados de manera especial en la instrumentación durante el izado de la cubierta del Palau Sant Jordi en Barcelona en los finales de los años ochenta, obra del arquitecto Arata Isozaki. Posteriormente, coincidimos casi 20 años en Geocisa donde tuvimos la oportunidad de colaborar en muchos proyectos de investigación entre los que destacaría aquellos proyectos europeos y nacionales dedicados a la evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón afectadas por la corrosión de sus armaduras. Posteriormente, colaboramos como miembros de la Comisión de docencia e investigación del Colegio de Ingenieros de Caminos.

Por ello, ha sido un gran honor y una gran satisfacción para mí coordinar este número de la revista para honrar su memoria.

Agradezco la contribución de los autores y los revisores, y agradezco también al Consejo Editorial con su director Gonzalo Ruiz que me hicieron este encargo.

Jesús Rodríguez Santiago
EDITOR ASOCIADO

Historia de la inspección y auscultación de estructuras en el Laboratorio Central

History of Inspection and Monitoring of Structures in Laboratorio Central

Ismael Carpintero García^a, Jorge Rueda Puerta^b

^{a,b} *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX)*

^a *Jefe del Área de Estudios y Auscultación de Estructuras*

^b *Coordinador Técnico-Científico del Área de Estudios y Auscultación de Estructuras*

Recibido el 18 de diciembre de 2020; aceptado el 30 de marzo de 2021

RESUMEN

El artículo busca ilustrar el origen de las actividades de inspección, auscultación y evaluación de estructuras en el Laboratorio Central del CEDEX, creado inicialmente, en 1898, como Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción de la antigua Escuela Especial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Retiro. Aunque fue concebido, en principio, para el ensayo de materiales de construcción, muy pronto, ya en la primera década del siglo XX, comenzaron a realizarse también ensayos sobre productos de construcción. Posteriormente, de manera progresiva y de la mano de algunos de los más insignes ingenieros españoles del siglo XX, se pasó a realizar trabajos de investigación sobre elementos estructurales y modelos reducidos, pruebas de carga sobre obras construidas y, finalmente, inspecciones y auscultaciones de estructuras. El Laboratorio Central ha actuado como perito en procesos judiciales desde las primeras décadas del siglo XX, y ha sido precursor de buena parte de las tecnologías que más tarde se han ido utilizando en el sector de la inspección, auscultación y evaluación de estructuras (fotoelasticidad, ensayos sobre modelos reducidos, ensayos de caracterización en obra de materiales, pruebas de carga estáticas y dinámicas, inspecciones con medios especiales de acceso, etc). Ha cumplido de esta forma una de las máximas que guían su actividad y que se recogen en sus estatutos: la misión de impulsar la transferencia tecnológica a la sociedad para abrir nuevos caminos a la ingeniería.

PALABRAS CLAVE: Inspección y auscultación de estructuras, Laboratorio Central, CEDEX.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

The article seeks to illustrate the origin of the inspection, monitoring and evaluation of structures in the Central Laboratory of CEDEX. It was initially created in 1898 as the Central Laboratory for Testing of Construction Materials of the old *Escuela Especial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos* at Retiro Park. Although it was conceived for the testing of construction materials, tests on construction products also began as early as the first decade of the 20th century. Later, progressively and hand in hand with some of the most distinguished Spanish engineers of the 20th century, research work began in structural elements and reduced models, load tests on built works and, finally, inspections and monitoring of structures. The Central Laboratory has acted as an expert in legal proceedings since the first decades of the 20th century, and it has been the forerunner of a good part of the technologies that have subsequently been used in the field of inspection, monitoring and evaluation of structures (photoelasticity, tests on reduced models, characterization tests of materials on site, static and dynamic load tests, inspections with special means of access, etc). In this way, it has fulfilled one of the principles that guide its activity and that are included in its statutes: the mission of promoting technology transfer to society to open new paths to engineering.

KEYWORDS: Inspection and monitoring of structures, Laboratorio Central, CEDEX.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *email*: ismael.carpintero@cedex.es (Ismael Carpintero García).

I.

BREVE RESEÑA HISTÓRICA DE LAS INSTALACIONES Y ORGANIZACIÓN DEL LABORATORIO CENTRAL DEL CEDEX

El actual Laboratorio Central de Estructuras y Materiales¹ del CEDEX hunde sus raíces en 1898, cuando se crea por Real Decreto de la Reina Regente el primer *laboratorio central de materiales* adscrito a la Escuela Especial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, con el objetivo de (...) *estudiar las propiedades y principalmente la resistencia de los materiales que con este objeto se le entreguen por el Estado, las Corporaciones y por los particulares* (...). Aunque su creación vino a atender las necesidades que planteaba el sector de la construcción con la aparición de nuevos materiales en el siglo XIX², en realidad el Laboratorio Central no solo se ha dedicado al ensayo de materiales, sino que ya desde sus inicios comenzaron a ensayarse también equipos industriales para emitir certificados de idoneidad, tarea que se recogía en su primer reglamento.

El Laboratorio Central se instaló inicialmente en las dependencias de la planta inferior de la antigua Escuela Especial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, situada en el cerrillo de San Blas, junto al parque del Retiro (figura 1). A tal efecto, los dos patios interiores del edificio se cubrieron bajo sendas cubiertas metálicas prefabricadas traídas expresamente desde Baviera³.



Figura 1. Espacio del Laboratorio Central en la Escuela del Retiro.

- 1 En origen se creó con el nombre de Laboratorio Central para el Ensayo de Materiales de Construcción.
- 2 El acero estructural de los hornos de pudelado, Martin-Siemens y Bessemer; el hormigón armado de la época de las patentes; los materiales bituminosos para firmes de carreteras, etc. En 1896 hubo una propuesta de enmienda a la Ley de Presupuestos para crear un laboratorio central (...) *poniéndonos a la altura de las demás naciones y evitando el caso vergonzoso de que tengamos que recurrir al extranjero, como ha ocurrido, para hacer las pruebas de las traviesas metálicas del ferrocarril de Calatayud-Teruel-Sagunto* (...).
- 3 En 1898 la industria siderúrgica española estaba iniciando su camino con cierto retraso respecto a otros países europeos, por lo que, si bien los forjados del edificio se construyeron con perfiles laminados de ala estrecha de DURO & FELGUERA, la estructura de cubrición de los patios interiores y las cerchas de la cubierta se fabricaron en la STAHLWERK ANNAHÜTTE (actualmente integrada en el grupo MAX AICHER GMBH & CO), cuyo origen se remonta a 1537, situada entonces en el Imperio Alemán, muy cerca de Salzburgo.

Paulatinamente, este laboratorio original fue ampliando sus competencias a medida que iban apareciendo nuevas necesidades, obligando a ampliar y especializar las instalaciones que en origen se encontraban en el interior de la antigua Escuela de Caminos, y a incorporar otros edificios aledaños en los que colocar los nuevos laboratorios.

De esta forma, en 1917 se construyó en un pequeño edificio anexo el Laboratorio de Electro-Mecánica y el Laboratorio de Alumnos (donde durante varias reordenaciones se alojarían también los Laboratorios de Ingeniería Sanitaria y Termotecnia); y en 1942 se construyó el Laboratorio de Hidráulica en el pequeño edificio que actualmente acoge la Secretaría del CEDEX. Dicho Laboratorio de Hidráulica fue el antecesor del Centro de Estudios Hidrográficos, que se trasladó a su localización actual en 1963. En 1943 las necesidades de espacio obligaron a erigir un nuevo edificio detrás de la antigua Escuela de Ingenieros de Caminos, donde se ha ubicado desde entonces el Laboratorio Central.

Poco a poco, el desarrollo de la ingeniería española fue requiriendo nuevas instalaciones que inicialmente se ubicaban en el citado edificio del Laboratorio Central, y que paulatinamente demandaban nuevos espacios. Así, en 1944 se creó el Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo, que en 1954 se trasladó a un nuevo edificio en el mismo cerrillo de San Blas. Este Laboratorio fue el germen, en 1985, del Laboratorio de Geotecnia, y del Centro de Estudios de Carreteras (actual Centro de Estudios del Transporte), que entonces se trasladó a sus instalaciones de El Goloso. El Laboratorio de Puertos, creado en 1951, se trasladó ya como Centro de Estudios de Puertos y Costas a sus instalaciones actuales en 1980.

La promulgación de la Ley de Enseñanzas Técnicas de 1957 supuso que la Escuela pasara de depender del Ministerio de Obras Públicas al de Educación. Sin embargo, los Laboratorios fueron asignados al Ministerio de Obras Públicas, integrándose todos ellos en un solo Organismo de nueva creación (decreto de 23 de agosto de 1957), el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), con la encomienda de llevar a cabo de manera generalizada el estudio y experimentación de todas las técnicas relacionadas con la obra pública.

En 1986 se integró en el CEDEX el Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo (creado tres años antes); y en 1985, fruto de una profunda reorganización, se creó el Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, que agrupó e integró en el CEDEX distintos servicios y centros de apoyo transversal a la ingeniería (el Gabinete de Cálculo, el Centro Bibliográfico y el Gabinete de Aplicaciones Nucleares a las Obras Públicas, el Servicio de Técnicas Físicas, el Departamento de Formación y el de Medio Ambiente). Este Centro se trasladó a su actual edificio en 1990.

En 1980 se integró en el Laboratorio Central el Laboratorio del Instituto Nacional de Calidad de la Edificación (INCE, creado en 1972), y en el 2000 el Laboratorio de la Dirección General de la Vivienda, la Arquitectura y el Urbanismo⁴. El úl-

- 4 En realidad, en 1980 se publicó en el BOE la Orden de creación del Instituto Tecnológico de las Obras Públicas (resultado de integrar el Laboratorio del INCE en el CEDEX), pero no llegó a llevarse a efecto. En el 2000, una vez transferidos a las comunidades autónomas los centros regionales del INCE, se integró en el Laboratorio Central del CEDEX el Laboratorio de Madrid del INCE (que se había transformado en el Laboratorio de la Dirección General de la Vivienda, la Arquitectura y el Urbanismo).

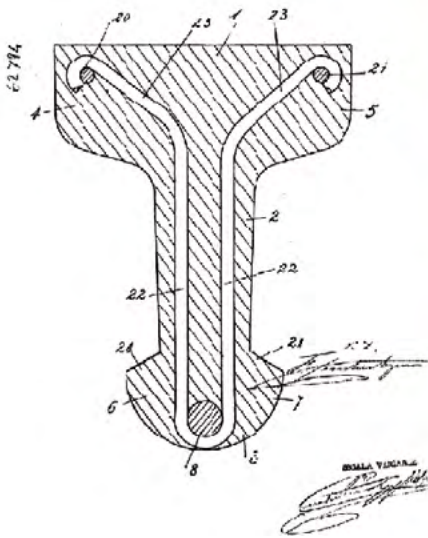


Figura 2. Viguetas de la patente SEMPER-ITA⁵.

timo centro especializado creado en el CEDEX fue el Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria. Su origen se remonta a 1994, adscrito inicialmente al Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas y, posteriormente, al Centro de Estudios del Transporte, y que tomó cuerpo como Laboratorio independiente en 2001, cuando se trasladó a sus instalaciones actuales.

2. DE LOS ENSAYOS DE MATERIALES A LOS ENSAYOS DE MODELOS

Durante las primeras décadas desde su creación, en el Laboratorio Central se realizaron ensayos físicos y químicos tanto de materiales y productos de construcción (cementos portland y naturales, cales, áridos, agua, alquitranes y betunes, madera, carbón, creosota, piedra, ladrillos, baldosas), como de materiales y productos para el sector industrial (motores, correas de transmisión, neumáticos, grasas o cables). También durante estos años se llevó a cabo la certificación de productos mediante ensayos de validación (voltímetros, amperímetros, vatímetros, contadores eléctricos).

Si bien por número de expedientes la actividad más frecuente en el Laboratorio Central fueron claramente los ensayos de materiales, ya en 1907 comenzaron a realizarse ensayos mecánicos sobre tubos (de gres, hierro, plomo o acero). El ensayo mecánico fundamental fue el de la resistencia del tubo a la presión interior. Este tipo de ensayos se realizó de forma profusa hasta la década de los años 30 del siglo XX.

El primer elemento estructural objeto de ensayo fue un pilote de hormigón armado ensayado a flexión en tres puntos en 1915. En esa misma década se realizaron también ensayos mecánicos de resistencia a flexión sobre carriles reutilizados del ferrocarril de Tetuán a Tánger, o sobre las nuevas viguetas de hormigón armado de la patente SEMPER-ITA de Barcelona (figura 2).

5 Para más información sobre esta patente se puede consultar [1].

El primer responsable de este tipo de ensayos mecánicos fue Juan Alonso Millán, quien fuera Jefe del Laboratorio a las órdenes del entonces Director del Laboratorio y de la Escuela, Rogelio de Inchaurrendieta. Estos ensayos los realizaban ingenieros jóvenes (o estudiantes de la Escuela) como Bienvenido Oliver y Román. En 1911 pasó a encargarse de ellos Andrés Morán y Arroyo⁶. Durante los siguientes años la mayor parte de los ensayos mecánicos sobre tubos y elementos estructurales los dirigirían primero P.F. Quintana, y posteriormente Juan Lázaro Urra. Entre 1925 y 1929, Alfonso Peña Boeuf se encargaba de realizar los ensayos mecánicos en el Laboratorio, mientras que el citado Andrés Morán se concentraba en la realización de los ensayos químicos.

Además de los ensayos sistemáticos sobre materiales de construcción, y de los ensayos mecánicos sobre tubos y viguetas, empezaron a llegar también nuevos materiales de construcción al Laboratorio Central para la realización de ensayos que certificasen sus prestaciones. Así, en 1914 se realizaron ensayos de caracterización mecánica de una pizarra artificial de nombre comercial "Uralita"; y en 1927 se realizaron ensayos para analizar la eficacia de algunos productos de Sika (figura 3).

Durante los años 30, hasta la Guerra Civil, se realizaron numerosos ensayos de viguetas a flexión pura encargados por Carlos Fernández Casado en representación de Huarte, y llevados a cabo por P. Becerril. En 1934 se creó la Sección de Fotoelasticidad⁷ (tecnología que se mantendría en el Laboratorio Central hasta los años 70), lo que supuso un salto cualitativo en el ámbito de actuación del Laboratorio: pasar del paradigma de laboratorio de referencia para el ensayo de materiales al de organismo de investigación.

6 Quien actuó como Jefe del Laboratorio desde 1929, aunque fue en 1934 cuando se convirtió en el primer Director del mismo como cargo independiente de la Escuela.

7 Técnica que básicamente consistía en construir un modelo con plexiglás sobre el que se aplicaban cargas mediante actuadores. Las deformaciones se evaluaban analizando la dispersión de la luz en el material, y con el empleo de comparadores y extensómetros, y, posteriormente, con bandas extensométricas.

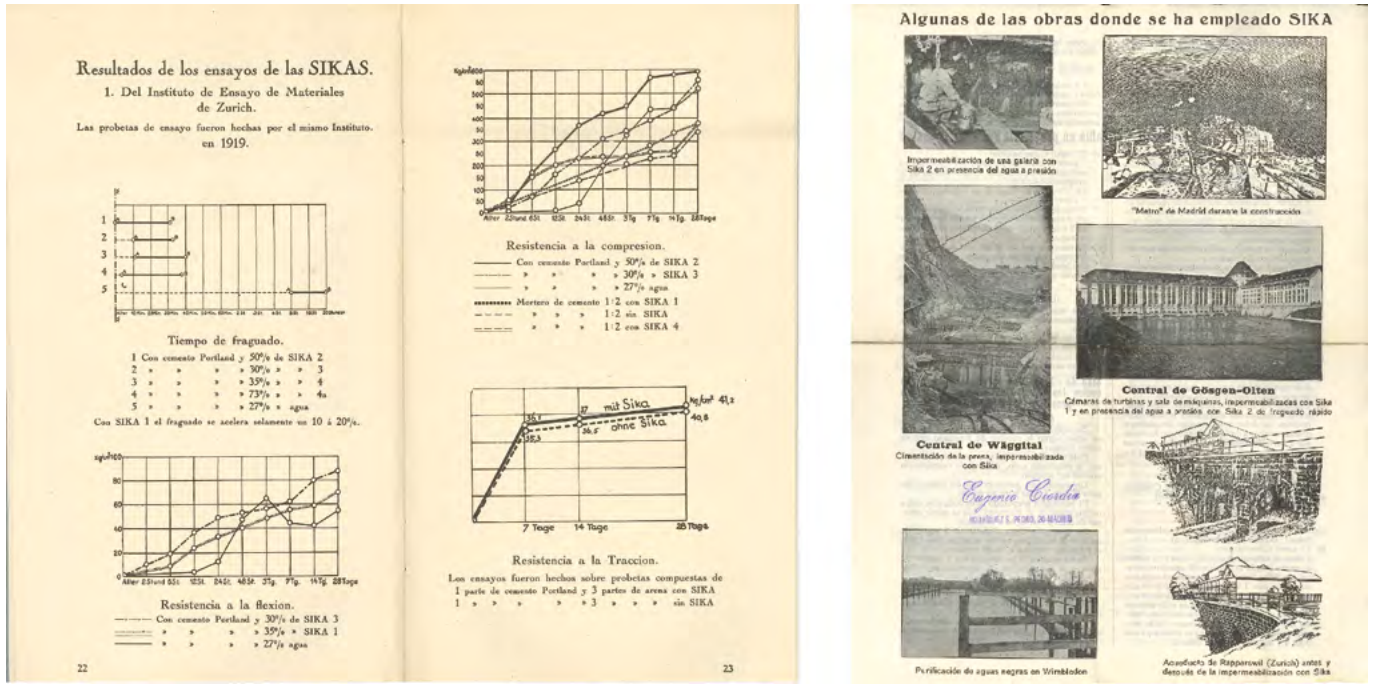


Figura 3. Folleto informativo de SIKA (1927).

La Guerra Civil produjo una fuerte ralentización de la actividad del Laboratorio, aunque se siguieron realizando ensayos sobre materiales hasta el asedio de Madrid por el bando Nacional. En esa época los encargos se centraban en ensayos sobre materiales empleados en infraestructuras de reconstrucción y defensa, encargados por organismos militares. El único periodo en el que el Laboratorio interrumpió sus trabajos fue de octubre de 1938 a mayo de 1939.

3. TORROJA EN EL LABORATORIO CENTRAL

La llegada en 1940 de Eduardo Torroja a la dirección del Laboratorio Central supuso un impulso a la investigación interna: se desarrollaron los primeros trabajos de la Sección de Fotoelasticidad que se había creado antes de la Guerra Civil, con la publicación de varias monografías sobre los principios que regían el sistema y la preparación de prototipos para la evaluación de modelos; y se iniciaron los ensayos con modelos reducidos de estructuras y elementos estructurales (figura 4), que tanta importancia adquirieron en las décadas siguientes. También se continuó con el ensayo de nuevos materiales, como distintas adiciones para el hormigón, o colas para el pegado de tablillas y virutas de madera para construir tableros de aglomerado (Melocol).

Para hacer frente a los nuevos retos del organismo, Eduardo Torroja promovió dos cambios trascendentales en la evolución del Laboratorio: una reorganización de la estructura interna y la construcción de un nuevo edificio que diese cabida a las necesidades futuras (figura 5). Cabe destacar la visión y empuje de Torroja, quien, en esa época de enormes dificultades para acceder a materiales de construcción, con España tratando de reconstruir sus infraestructuras y Europa demandando acero

para la Guerra Mundial, fue capaz de impulsar en 1943 la construcción del nuevo edificio detrás de la antigua Escuela de Ingenieros de Caminos. En él se acondicionó un espacio específico para una nueva Sección de Análisis Experimental de Estructuras⁸ (en el que se integró la unidad que ya existía de fotoelasticidad), dirigida por Carlos Benito⁹. De hecho, una de las mayores singularidades de la configuración del edificio, diseñado por el propio Torroja, radica en que las distintas zonas se encuentran estructuralmente aisladas para minimizar la transmisión de vibraciones entre zonas de ensayo.

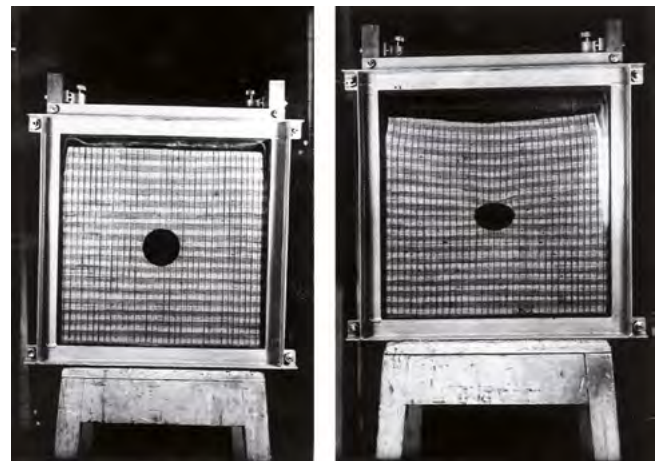


Figura 4. Modelo reducido del efecto de un túnel en un terreno arcilloso (1947).

8 El nuevo edificio se diseñó también para las Secciones de Mecánica del Suelo, de Ensayos Mecánicos, de Química y de Física.
 9 Quien, tras fallecer Eduardo Torroja en 1961, tomó las riendas del Laboratorio; y que también sería posteriormente Director del CEDEX, y Catedrático y Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

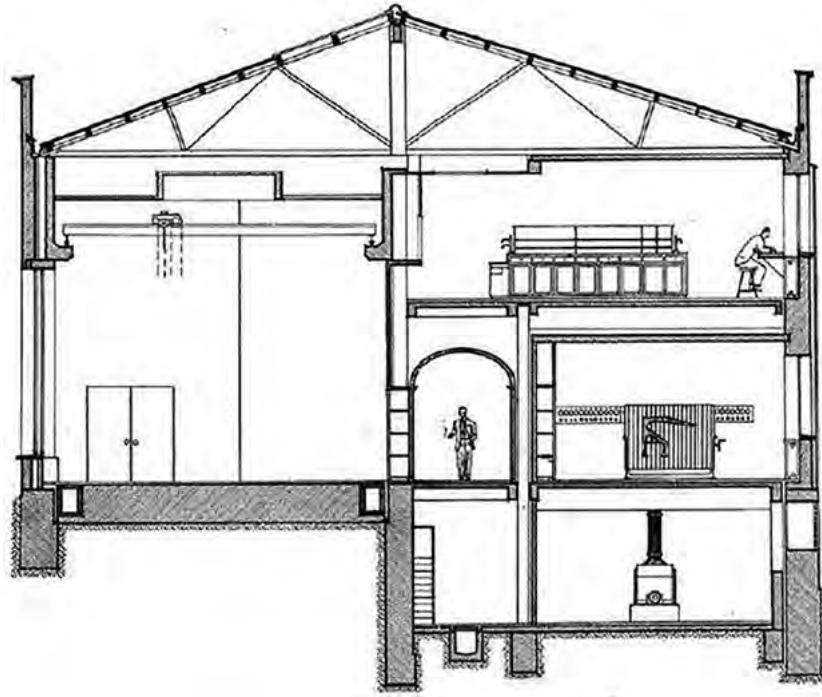


Figura 5. Sección del nuevo edificio del Laboratorio Central (1943). Se observa en una dependencia de la planta principal el modelo de ensayo de la cubierta del campo de Les Corts.

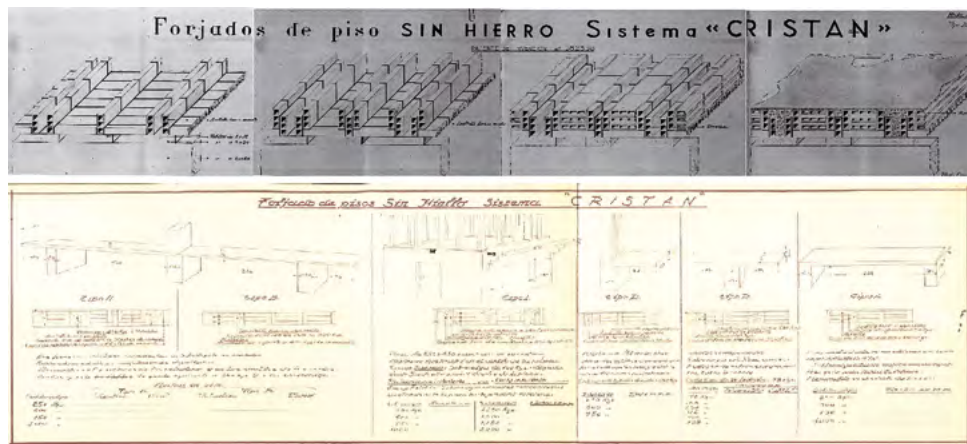


Figura 6. Patente y diseño de prueba de carga de un forjado de piso cerámico sin armadura (1944).

Los primeros años de reconstrucción del país tras la Guerra Civil generaron una fuerte recuperación de la actividad del Laboratorio. El cambio de paradigma introducido por Eduardo Torroja, y su propio prestigio personal, hicieron del Laboratorio una referencia para el ensayo de materiales y prototipos. Cabe mencionar la solicitud, en 1944, para el ensayo en el Laboratorio de una patente de un prototipo de forjado cerámico sin armadura mediante pruebas de carga¹⁰ (figura 6). Hay que tener en cuenta que la Segunda Guerra Mundial ocasionó una fuerte restricción de uso de los materiales de construcción. El cemento, y sobre todo el acero, quedaron bajo el control del Estado. De hecho, la Dirección General de Arquitectura publicó en esos años una serie de normas y reglamentos para forjados de edificación que buscaba (...) *un mismo fin principal:*

¹⁰ Forjado evidentemente no viable desde el punto de vista estructural. Los ensayos finalmente debieron hacerse por el Peticionario en la propia obra. Eduardo Torroja declinó elegantemente la invitación para presenciarlos.

el ahorro del material metálico (...). Eso causó un problema de falta de calidad de las obras de construcción, en particular de las de edificación de promoción privada [2].

Los citados cambios de paradigma que trajo Torroja, organizativos y de instalaciones, supusieron el cimiento del crecimiento exponencial que el Laboratorio Central experimentó durante las siguientes décadas (figura 7), acompañando y apoyando al desarrollismo español de aquellos años.

4. LA ÉPOCA DE LOS MODELOS REDUCIDOS

La década de los años 50 trajo dos nuevos campos de trabajo al Laboratorio. La realización de ensayos a petición de juzgados, lo que puede considerarse el germen de los estudios de

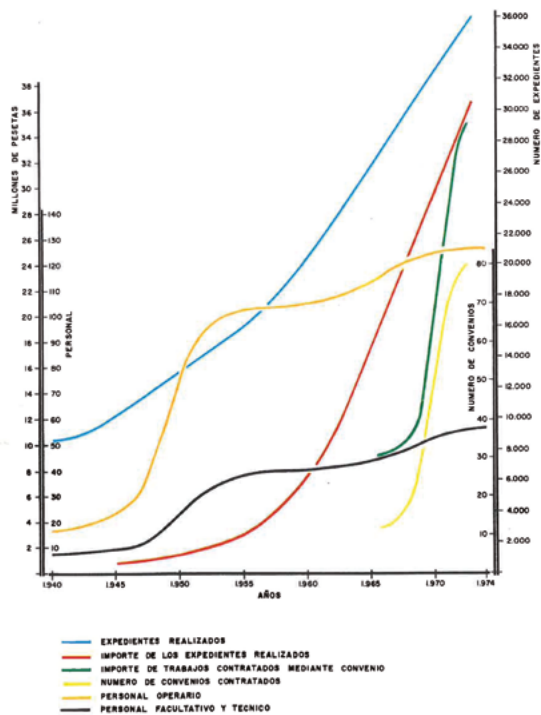


Figura 7. Evolución de la actividad del Laboratorio Central entre los años 40 y 70 del siglo XX.

patología estructural; y los ensayos sobre modelos reducidos de presas (figura 8), que se estuvieron realizando hasta la década de los años 80. En el Laboratorio Central se ensayaron buena parte de las grandes presas construidas en aquellos años al amparo de las políticas nacionales de desarrollo (Aldeadávila, Almendra, Riaño, Atazar, etc).

Los ensayos sobre modelos reducidos de presas comenzaron a realizarse en Portugal e Italia, de donde llegó la tecnología al Laboratorio Central a mediados de los años 50. No obstante, ya a finales de los años 40, dentro de las investigaciones propias desarrolladas en el Laboratorio, se habían realizado

ensayos sobre modelos fotoelásticos de presas de contrafuertes fabricadas con materiales de muy bajo módulo elástico y alta densidad, como el "Litarmul"; y se había ensayado el empleo de gelatinas para la fabricación de los modelos.

Fruto de estas investigaciones, los primeros modelos en los años 50 se construían con "Litargel" (producto desarrollado en el propio Laboratorio mezcla de gelatina, glicerina, litargirio y agua a 50°C). Este producto tenía un bajo módulo de deformación, lo que permitía generar el empuje sobre la presa con aceite de oliva.

Entre los primeros modelos reducidos de presas cabe destacar los realizados para investigar el colapso de la presa de Vega de Tera, en Zamora, cuya rotura el 9 de enero de 1959 provocó la catástrofe de Ribadela¹¹. Se realizaron varios modelos entre 1959 y 1960 que permitieron establecer las causas de su hundimiento. La presa había sido construida entre 1954 y 1956. Para hacer frente a la escasez de cemento se planteó la construcción de una presa de pantalla de hormigón con contrafuertes de mampostería. El informe sobre su colapso lo firmó el propio Eduardo Torroja poco antes de su fallecimiento. En dicho informe se apuntó que la presa de Vega de Tera *se hundió por defecto de concepción y la causa fundamental del hundimiento fue la diferencia de los módulos de elasticidad del hormigón y de la mampostería*. En efecto, en el proyecto de la presa se asumió un módulo elástico de 9.810 N/mm² (100.000 kp/cm²) para la mampostería, mientras que los ensayos que se hicieron para el estudio de las causas de su hundimiento reflejaron un módulo de solo 981 N/mm² (10.000 kp/cm²). De este modo, en la práctica la contribución de los contrafuertes fue notablemente menor de la concebida, lo que provocó la rotura de la pantalla de hormigón. Este fue uno de los primeros estudios de patología estructural realizados al amparo del Laboratorio.

Posteriormente, se pasó a fabricar los modelos reducidos de presas con mezclas plásticas, que tenían un módulo de elasti-

¹¹ El colapso de la presa afectó al vecino pueblo de Ribadela, donde fallecieron 144 personas. Fue el segundo colapso de una presa por número de fallecidos, tras la presa de Puentes II en 1802, cuyo informe de causas redactó Agustín de Betancourt y motivó la creación del Cuerpo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.



Figura 8. Modelo reducido de la presa de Santa Ana.



Figura 9. Modelo reducido de la presa de Las Cogotas.

cidad superior, por lo que los empujes se inducían con mercurio. Y finalmente, desde los años 60, los modelos de presas se construían con microhormigones sobre moldes de encofrado de escayola (figura 9). El empuje se materializaba con actuadores hidráulicos. Los actuadores podían movilizar los empujes horizontales, mientras que las acciones verticales se reproducían mediante tirantes embebidos a distintas alturas en la masa del modelo; o, más adelante, se encofraban dados en el trasdós de las presas para el apoyo de los actuadores que movilizaban conjuntamente el empuje vertical y horizontal.

Además de los modelos de fotoelasticidad y los de presas, desde finales de los años 40 y hasta mediados de los años 70, se realizaron numerosos ensayos sobre modelos reducidos de otros tipos de estructuras, como losas (esviadas, reticulares y ortótropas), puentes, bóvedas y, sobre todo, cubiertas laminares¹². Estos ensayos inicialmente se realizaban dentro de trabajos de investigación interna del Laboratorio, pero pronto sirvieron para atender peticiones de algunos de los más insignes Ingenieros de la época: el mismo Torroja, Ildefonso Sánchez del Río, Carlos Fernández Casado, Arendt M. Haas, etc. Además, los talleres del Laboratorio Central suministraban numerosos modelos a otros organismos de investigación, como el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento.

¹² Eduardo Torroja fue uno de los fundadores de la IASS (*International Association for Shell and Spatial Structures*), cuya Secretaría lleva establecida desde entonces en el Laboratorio Central.

Algunos de los modelos más representativos ensayados en esta época fueron el del puente sobre el río Caudal en Mieres (1966); o las cubiertas del Club Tachira en Caracas (1957, anteproyecto), del edificio Bacardí en La Habana (figura 10), del canódromo de Madrid (1961), del Palacio de Congresos de Barcelona (1961), de la iglesia de Nuestra Señora de Guadalupe en Madrid (1963) y del Palau Blaugrana en Barcelona (1971).

Los primeros modelos de estructuras eran de tipo elástico, realizados en plexiglás¹³ (figura 11). Posteriormente, estos modelos se combinaban con otros realizados con microhormigones armados con alambres, e incluso postesados, para modelizar los modos de rotura (figura 12). Hay que hacer notar que es en esta época cuando, con la aparición de la Instrucción HA-61 [3] por el impulso del propio Eduardo Torroja y Alfredo Páez, se abandona el cálculo elástico determinista de tensiones admisibles en secciones para pasar al cálculo semiprobabilista plástico en agotamiento.

También se ensayaron otros modelos de elementos estructurales singulares, entre los que caben destacar las tomas del salto de Valdecañas, una vasija de reactor nuclear, una torre de distribución eléctrica, andamios, etc. Durante toda esta época el responsable de estos trabajos, bajo la dirección de Torroja, fue el citado Carlos Benito.

En todos estos ensayos sobre modelos reducidos las medidas de las deformaciones se tomaban con comparadores y

¹³ Polimetacrilato de metilo (PMMA).

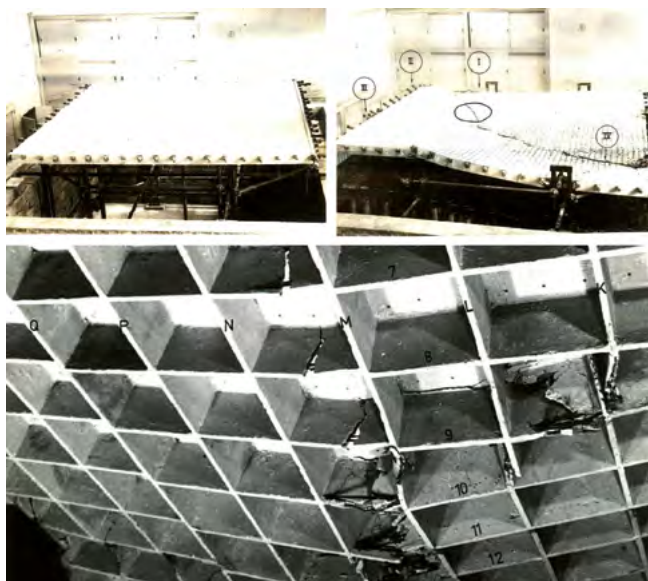


Figura 10. Modelo reducido de un forjado en el edificio Bacardi en La Habana (1960).

bandas extensométricas¹⁴. La cada vez mayor rigidez de los modelos exigió que su auscultación se realizase con sensores de mayor precisión, pasando de extensómetros mecánicos a eléctricos. El propio Laboratorio desarrolló en estos años algunos prototipos de sensores para medición de deformaciones.

Como se ha dicho, también desde principios de la década de los 50 el Laboratorio comenzó a colaborar en asuntos judiciales elaborando informes, primero sobre características de materiales de construcción, y luego ya de carácter pericial (como, por ejemplo, el estudio en 1967 de las causas del hundimiento de la presa

14 Uno de los primeros fue el modelo GM4476 de Philips.

de Torrejón el Rubio¹⁵, ocurrida dos años antes).

Por supuesto, se continuó con la actividad tradicional de ensayos de nuevos materiales (como hormigones con aire ocluido en 1953), y con la realización de ensayos sobre elementos estructurales a escala real: por ejemplo, en 1947 se ensayó una serie de viguetas de hormigón pretensado de PACADAR; y en 1950 y 1954 se realizaron ensayos sobre barras de armado de acero estirado en frío de la primera serie de diámetros de la patente de TETRACERO.

5. FLORENCIO DEL POZO. PRUEBAS DE CARGA SOBRE OBRAS CONSTRUIDAS

En 1961, tras el fallecimiento de Eduardo Torroja, Carlos Benito asume la dirección del Laboratorio, pasando Florencio del Pozo a ser el responsable de la unidad de estructuras. Florencio había estado trabajando en el equipo de Carlos Benito desde 1950, y le sustituiría en la dirección del Laboratorio a partir de 1965.

Florencio del Pozo introdujo una serie de cambios organizativos y en el tipo de trabajos que se iban a realizar desde entonces en el campo de las estructuras. Por un lado, para hacer frente a la contracción paulatina del presupuesto del Laboratorio, se superó la figura del encargo puntual (aunque, por supuesto, se mantiene) y se instituyó la figura del convenio de colaboración para la formalización de encargos de trabajos sistemáticos con otros órganos de la Administración.

Por otro lado, la unidad de estructuras se reorganizó en una serie de departamentos: estudios teóricos de estructuras, con Rafael López Palanco; ensayos de modelos de presas, con Fer-

15 En el documental del siguiente enlace se recogen imágenes extractadas de este informe: [Crónicas - Torrejón 15 15 - RTVE.es](https://www.rtve.es/programas/cronicas/2015/05/15-torrejon-el-rubio/)

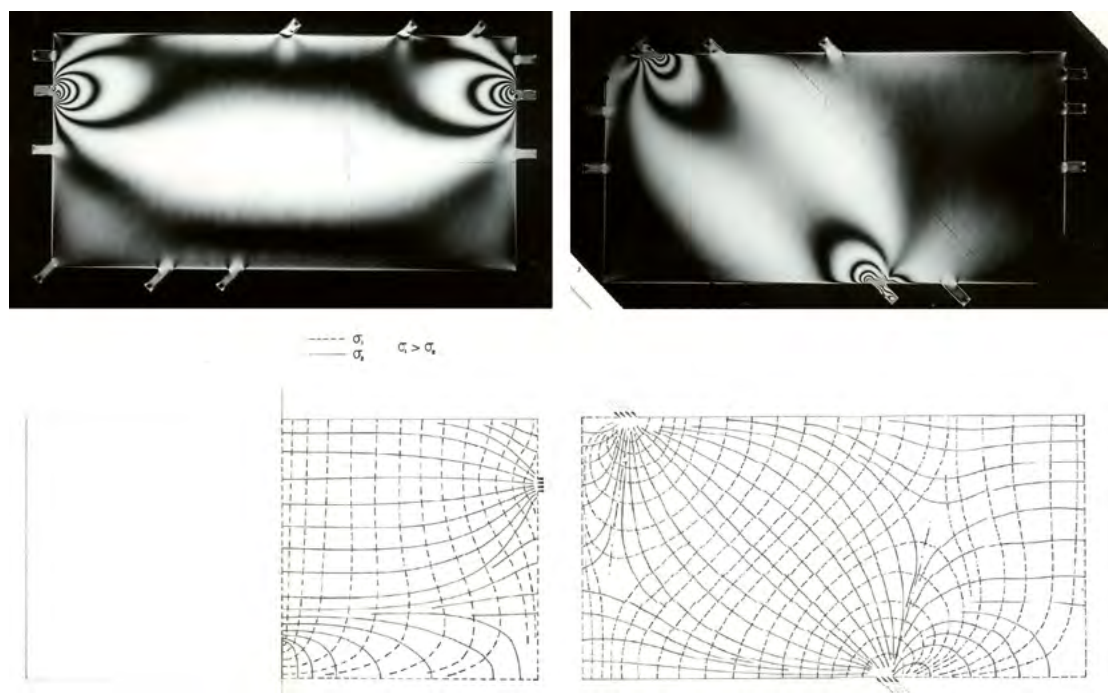


Figura 11. Modelo fotoelástico para análisis de la transferencia de pretensado (1969).

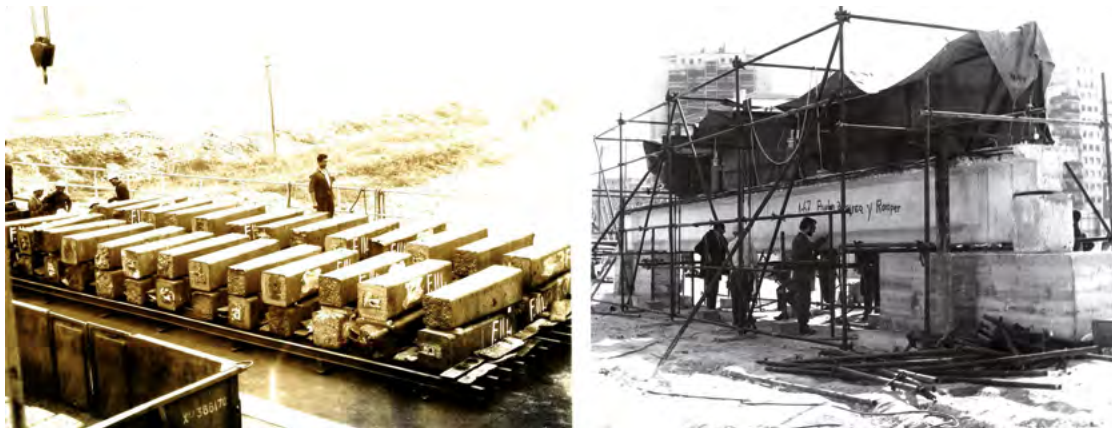


Figura 12. Pruebas de carga en un puente del embalse de las Segadas (1964) y de una viga en AZCA (1969).

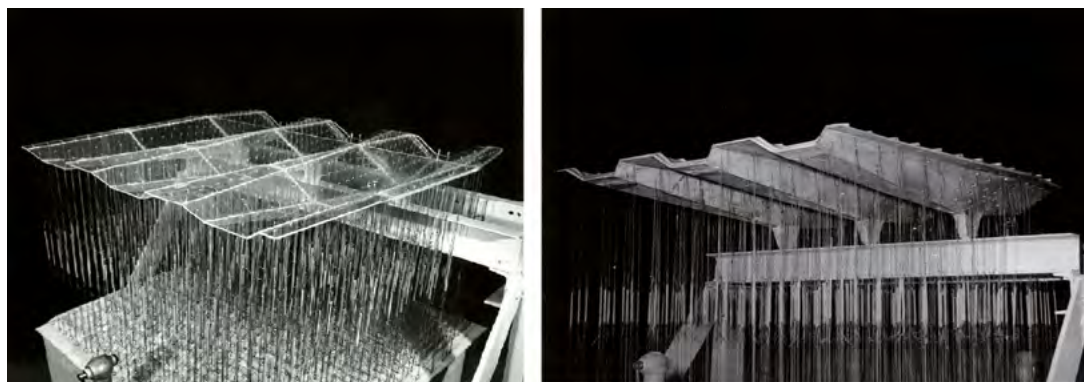


Figura 13. Modelos reducidos (elástico y de rotura) de la cubierta del Canódomo de Madrid (1961).

nando de Arriaga; fotoelasticidad, con Juan Moreno Torres; y se creó un nuevo equipo para la realización de pruebas de carga estáticas y dinámicas bajo la coordinación de Juan Granell Vicent (quien se convertiría en subdirector del Laboratorio).

Las primeras pruebas de carga se realizaron sobre puentes de carretera (entre otros, los de la carretera nacional N-630 sobre el Almonte y el Tajo en la Vía de la Plata), aunque pronto se extendieron a los puentes de ferrocarril, realizándose en pocos años más de sesenta pruebas (figura 13).

Durante los primeros años de la década de los 70, cabe destacar las pruebas de carga realizadas en varios pasos superiores de Madrid (Paseo de la Castellana, Raimundo Fernández Villaverde, Santa María de la Cabeza, etc) y en numerosos forjados de edificación del complejo comercial AZCA (figura 13).

La construcción de muchas estructuras fue apoyada desde su diseño hasta su puesta servicio por ensayos en el Laboratorio Central. Como ejemplo se puede mencionar el viaducto sobre el río Cigüela en el Trasvase Tajo-Segura: en el Laboratorio se llevaron a cabo ensayos fotoelásticos y sobre un modelo reducido elástico para analizar las tensiones de transferencia del pretensado de los vanos; y con la obra ya construida se realizaron las pruebas de carga (figura 14).

Por supuesto se continuó con la realización de ensayos mecánicos sobre nuevos materiales, como fueron las barras de armado de alto límite elástico de dureza natural de REA (1968), NERSID (1965) o ALTRES. Asimismo, cabe destacar la realización de ensayos de fuego sobre materiales refractarios para la protección de elementos metálicos, o el empleo

de rayos X con un equipo portátil para la detección de armaduras en tubos.

También durante los años 70 se iniciaron los ensayos de relajación, fractura, fatiga y corrosión bajo tensión en alambres de pretensado. En este campo trabajaron en el Laboratorio Manuel Elices Calafat¹⁶, Vicente Sánchez Gálvez, y José Climent, hasta poner a punto el ensayo acelerado de tiocianato amónico que actualmente se utiliza para evaluar la susceptibilidad de estos aceros a la corrosión bajo tensión.

6.

LUIS ORTEGA BASAGOITI Y LAS INSPECCIONES SISTEMÁTICAS DE ESTRUCTURAS

El citado Juan Moreno Torres (entre 1971 y 1973) y José María Morera Bosch (entre 1973 y 1976) precedieron a Luis Ortega Basagoiti como responsables del Servicio de Estructuras. Con la jefatura de Luis se reorganizó y amplió significativamente esta unidad de estructuras, aglutinando distintos tipos de trabajos: el análisis experimental de estructuras (modelos) con Rafael Astudillo y Javier Sainz de Cueto; la auscultación de obras construidas con Jesús Galindo; las inspecciones sistemáticas de puentes de RENFE con Mariano Garzo y Juan Luis

¹⁶ Quien ya en 1966 estaba trabajando en estudios especiales de materiales.

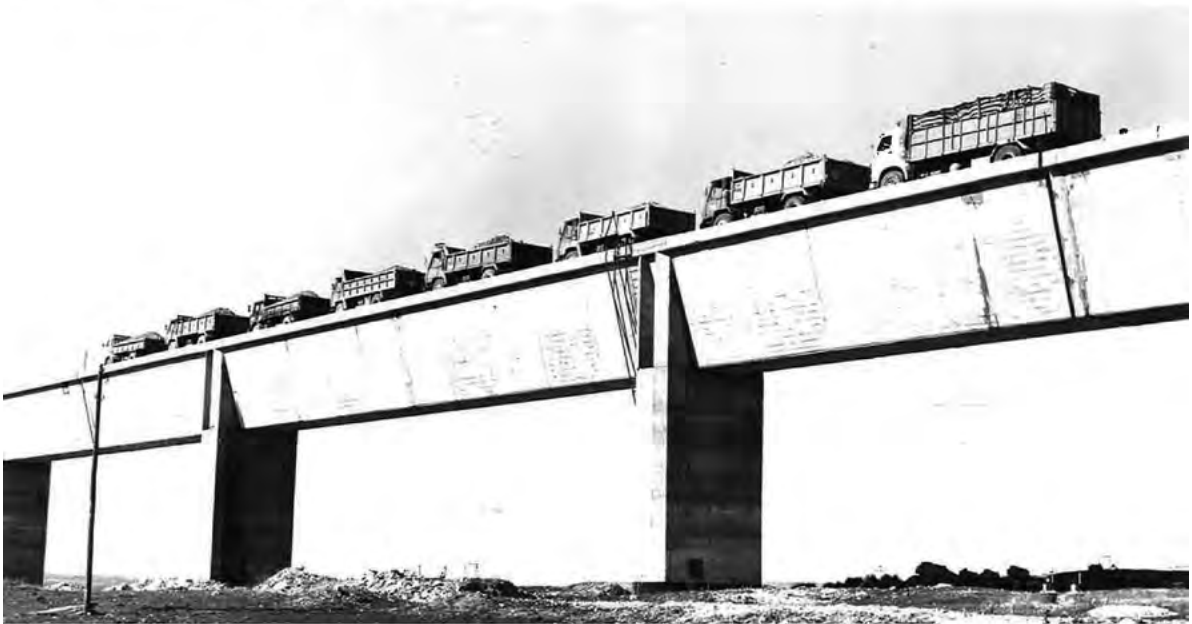


Figura 14. Ensayos en modelo reducido y pruebas de carga en un acueducto del trasvase Tajo-Segura (1969-1970).

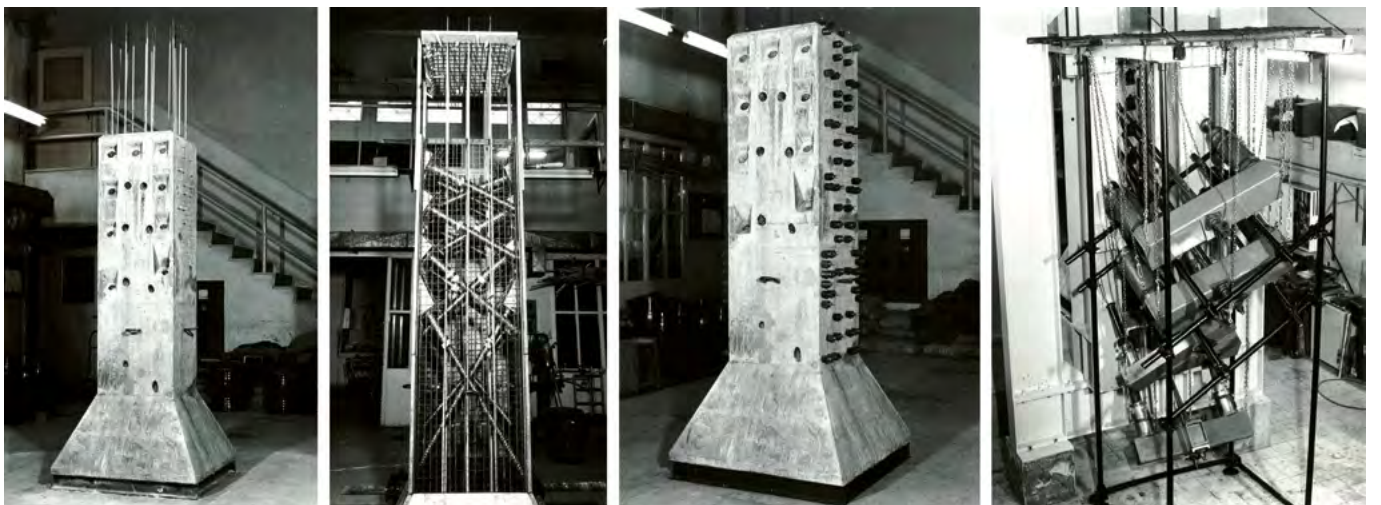


Figura 15. Ensayos en modelo reducido de la cabeza de pila del puente de Rande (1975-1977).



Figura 16. Prueba de carga del puente de Rande (1975-1977). Personal del Laboratorio Central: Luis Ortega y Rafael Astudillo (segundo y tercero por la izquierda) y Heliodoro García y Carlos Castejón (primero y segundo por la derecha).

Alcalá; y los estudios teóricos con Teófilo Serrano¹⁷. Es en esta época cuando arrancó como línea de trabajo fundamental la inspección y auscultación de estructuras, línea que continúa vigente hoy en día.

Entre los modelos ensayados en esta última época destaca un sistema de remolque de vagones Talgo para RENFE. Este trabajo tendría continuidad con el ensayo de un cambio de vía que sería el germen del actual cajón ferroviario del CEDEX. También se ensayó un modelo reducido de la cabeza de una pila del puente de Rande para analizar las tensiones inducidas por el desvío de los cables (figura 15).

También en estos años se realizaron numerosas pruebas de carga en forjados y puentes (puente de La Salve, viaducto del embalse de García Sola, aparcamiento subterráneo de la calle Almagro, puente sobre el Tormes en Salamanca, puente de Triana, urbanización Molino de la Hoz, etc). De entre todas ellas cabe destacar las realizadas para la puesta en servicio del mencionado puente de Rande encabezadas por Luis Ortega (figura 16).

Otra de las iniciativas de aquellos años fue la construcción de la primera pasarela de inspección de puentes de carretera con diseño de Jesús Galindo. Se trataba de una estructura metálica modular que se montaba en campo y se transportaba y manipulaba mediante un camión dotado con una pluma. Esta pasarela se utilizó, entre otros, en los puentes de Almodóvar del Río y del estrecho sobre el río Sil.

Durante esta época el Laboratorio comenzó a desarrollar una incipiente actividad en el campo de la patología en la edificación, hasta entonces solo atendida por ensayos sobre materiales o productos, o por la realización de pruebas de carga en forjados. Así se estudiaron los efectos de un incendio en el

complejo AZCA o los daños aparecidos en la estación de tren de San Bernardo en Sevilla a raíz de la construcción del Metro.

En el ámbito de los estudios teóricos se estableció una estrecha colaboración con la Dirección General de Carreteras para el desarrollo de normativa sobre acciones y sobre el empleo de aceros de pretensado.

7. LA ÉPOCA DE LOS CAMBIOS

A mediados de los años 80 se produjeron una serie de cambios organizativos en el CEDEX que se reflejaron en el Laboratorio Central. Entre otros aspectos, dada la importante actividad del Laboratorio en el ámbito de las estructuras, se cambió el nombre del mismo al actual¹⁸. En 1987 se hizo cargo del Sector de Auscultación de Estructuras Rafael Astudillo, y del Sector de Estudios Juan Luis Alcalá. Este Sector de Estudios se encargó del análisis del hundimiento del polideportivo de Huesca (1993).

Bajo la coordinación de Mariano Garzo, y con la incorporación de Jorge García Reig al equipo, durante estos años se continuó realizando las inspecciones para RENFE, estudiándose hasta la década de los años 90 más de doscientos puentes. Estas inspecciones no solo se centraban en la patología que pudieran presentar, sino también en la descripción de su tipología y de su geometría; y permitieron disponer de una base de datos para su gestión. En el caso de los puentes más singulares las inspecciones se complementaban con pruebas de carga, como en Tuy, Alsua (La Salera), Herrera del Duque (Guadamez y Guadalefra), etc.

¹⁷ En colaboración con el Centro de Cálculo que se había creado en el Ministerio de Fomento, en el que estaba, entre otros, Avelino Samartín Quiroga, que había trabajado antes en el Laboratorio Central.

¹⁸ De Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción pasó a llamarse Laboratorio Central de Estructuras y Materiales.



Figura 17. Inspección de los puentes de Ontón y Oriñón (1998).

A principios de los años 80 se abrieron nuevas perspectivas en el campo de las estructuras. Pablo Quintanilla se hizo cargo de una nueva unidad de ensayos dinámicos, que sería el germen del área actual que gestiona la mesa sísmica del Laboratorio. También se creó una unidad especializada en estudios de edificación, dirigida por Antonio de las Casas, y en la que trabajaban Teresa González Limón y Mónica Álvarez de Buergo. Esta unidad realizó durante los años 90 numerosos estudios sobre edificios históricos, entre los que cabe destacar las torres de la Catedral de San Martín en Teruel, el Palacio de los Botines de León, y la Torre Comares de la Alhambra.

A caballo entre los años 80 y 90 se siguieron haciendo pruebas de carga estáticas (cada vez menos) y dinámicas (cada vez más), como en el viaducto del Pretorio; en los de Carballiño y Verín; en el puente del Kursaal sobre el Urumea; en los viaductos de Tordesillas, Benavente, Alcanadre; y en varios puentes construidos con motivo de la Exposición Universal de Sevilla en 1992, entre los que destaca el puente del Centenario sobre el Guadalquivir. En total en esta época se realizaron más de sesenta ensayos de este tipo.

En el campo de la innovación en materiales de construcción se llevaron a cabo investigaciones sobre los hormigones de alta resistencia y la durabilidad de las estructuras de hormigón, con Pilar Alaejos y Fernando Rodríguez respectivamente, ambos coordinados por José Manuel Gállego; investigaciones cuyos resultados se incorporaron a la Instrucción EH-98 [4].

8. EL CAMIÓN PASARELA DE INSPECCIÓN DE Puentes

En 1995 se hizo cargo del Sector de Auscultación de Estructuras el mencionado Mariano Garzo. Bienvenido Martínez Fernández, quien hasta entonces había formado parte del equipo de Mariano Garzo, se hizo cargo del Sector de Estudios de Estructuras, incorporando la unidad de estudios de construcciones históricas que hasta entonces había dirigido Antonio de las Casas. Este equipo realizó numerosos estudios por encargo del Ministerio de Educación y Ciencia. Ya iniciado el siglo XXI

se realizó, con apoyo del Sector de Auscultación, una serie de trabajos de asistencia técnica para la rehabilitación del Casón del Buen Retiro; y se inició un programa de auscultación de presas (SIGAP).

Durante estos años colaboraron en ambos sectores distintos ingenieros, como Francisco Navarro, quien posteriormente se haría cargo de un nuevo Sector de Dinámica de Estructuras que se encarga desde entonces de la gestión de la mesa sísmica del Laboratorio.

Con Mariano Garzo al frente, y dentro de sucesivos convenios con la Dirección General de Carreteras del Estado, se realizaron más de ciento ochenta inspecciones de puentes, muchas de ellas para el estudio de la fluencia de puentes construidos por avance en voladizo (viaductos de Ontón y Oriñón en la A8, viaducto del Estrecho sobre el río Sil, etc). Para ello se sustituyó la antigua pasarela de inspección por una nueva desplegable montada sobre un camión (figura 17), lo que agilizó significativamente los trabajos y permitió incrementar el número de puentes inspeccionados. La pasarela se inauguró en el viaducto del Azufre sobre el río Sil, en Ponferrada. Un convenio similar se suscribió con la Confederación Hidrográfica del Guadiana durante la segunda mitad de los años 90, inspeccionándose buena parte de los puentes de su red viaria.

El equipo de estudios avanzados de estructuras, bajo la coordinación de José María Arrieta, colaboró en la implantación de los Eurocódigos llevando a cabo su traducción y el desarrollo del Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 2 [5]. Este equipo realizaba estudios de evaluación estructural, entre los que cabe destacar en 1998 el estudio de las causas de la rotura de un depósito en Melilla y del colapso de la cubierta del Pabellón de Ermua.

9. LA LLEGADA DEL SIGLO XXI

Durante los primeros años del siglo XXI se produjo una fuerte descapitalización de personal adscrito al CEDEX, por lo que en 2005, con Pablo Díaz Simal al frente, se unificaron todas las

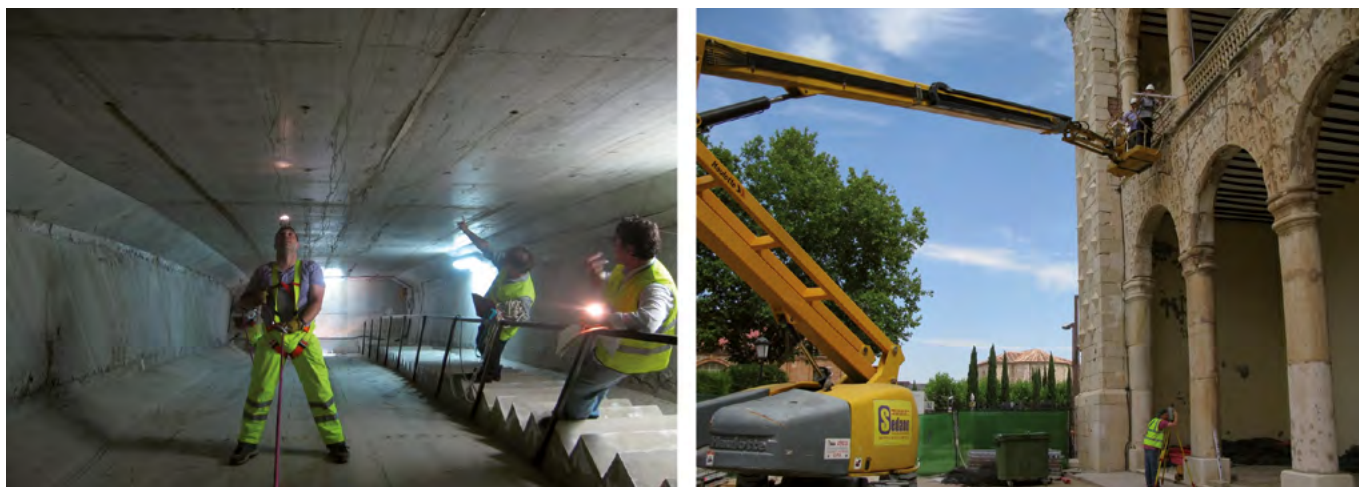


Figura 18. Inspección del puente sobre el río Almonte de la A-66 (2009) y del Palacio del Infantado de Guadalajara (2018).



Figura 19. Estudio de un puente de hormigón postesado afectado por un ataque árido-álcali (2009).

unidades dedicadas al ámbito de las estructuras en una única Área de Estudios y Auscultación de Estructuras. En estos años se mantuvo la estrecha colaboración con la Dirección General de Carreteras para el estudio de puentes con problemáticas singulares (del orden de ciento cincuenta puentes fueron analizados entre 2003 y 2018), como los puentes de la A63 sobre el Tajo y el Almonte (figura 18), el puente de Amposta de Ribera, el viaducto de Contreras, el viaducto sobre el embalse de Rules, el puente de Alcoy, etc. Muchos de estos estudios se complementaron con ensayos dinámicos¹⁹. Para ADIF cabe destacar el estudio realizado sobre las anomalías existentes en el viaducto sobre el río Arlanzón de la LAV Madrid-Burgos.

En 2007, por encargo de ADIF, se puso en marcha por primera vez un sistema de adquisición remota en tiempo real de

datos de auscultación de dos grandes viaductos en Sant Boi, en la entrada del AVE a Barcelona desde Zaragoza. Esta técnica se depuraría en la instrumentación del puente del Candí, en la misma línea, para evaluar la eficacia de la reparación mediante el control en tiempo real de los movimientos del puente. Posteriormente se ha utilizado en otras ocasiones, como en el citado puente de Amposta.

En 2009 se realizó un estudio sobre sendas estructuras de la autopista A42 sobre la N400 en Toledo, identificándose y evaluándose un proceso de degradación del hormigón en las losas postesadas de los tableros por reacciones tipo árido-álcali²⁰ (figura 19). Desde entonces se han identificado varias estructuras más en España²¹ con procesos patológicos similares, sobre las que se han realizado estudios de evaluación estructural y

19 En aras de analizar la evolución del comportamiento estructural de los puentes, gracias a que la amplia experiencia del Laboratorio en este tipo de ensayos permite disponer de resultados de ensayos anteriores realizados sobre las mismas estructuras.

20 Fenómeno ya estudiado en el Laboratorio Central desde los años 80 por Jesús Soriano en el campo de las presas.

21 Se tiene referencia también de problemas similares en otros países detectados en estos últimos años.

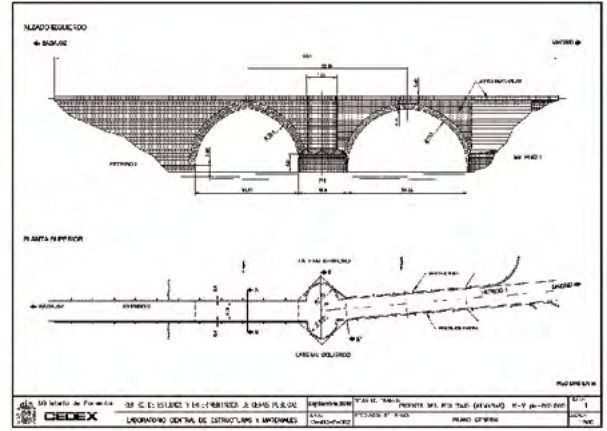
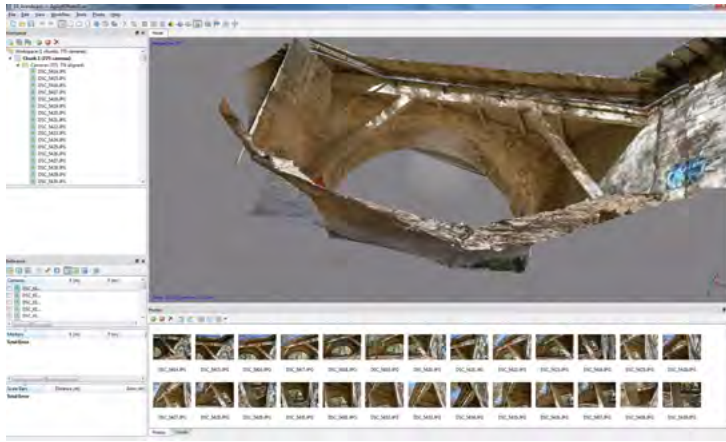


Figura 20. Estudios de caracterización de puentes históricos con cargo al 1% Cultural (2014-2017).



Figura 21. Estudio de vibraciones en el Acueducto de Segovia (2018).

seguimiento de la evolución del fenómeno, combinando la inspección de daños y calas con el ensayo de materiales y la realización de pruebas de carga dinámica.

Bajo la coordinación del Laboratorio Central, entre 2014 y 2017 se llevaron a cabo cincuenta estudios multidisciplinares sobre puentes de carácter histórico de las redes nacionales de carreteras y ferrocarril, en el que participan distintos centros del CEDEX. Estos estudios, financiados con cargo a fondos del 1% Cultural, estuvieron orientados a la puesta en valor de dichas estructuras mediante su caracterización desde un punto de vista histórico, patológico-estructural, del entorno geológico-geotécnico y de las condiciones hidrológico-hidráulicas del emplazamiento²² (figura 20).

En el ámbito de la edificación se han realizado estudios de evaluación estructural de la antigua Escuela Especial de Ingenieros de Caminos del Retiro, y del edificio del Laboratorio de Alumnos; el estudio de los forjados y de la Galería de Poniente del Palacio del Infantado (figura 18); el estudio de los daños

22 Si bien no era en principio el objeto de los trabajos, gracias a estos estudios se pudieron identificar algunos puentes con problemas patológicos relevantes, e incluso en un caso fue necesario dejar fuera de servicio la estructura con carácter urgente tras la primera inspección.

en la Residencia Blume del Centro de Alto Rendimiento de Madrid; el estudio de la afección estructural de las obras del Metro sobre los edificios del Complejo Dotacional “El Pilar” en San Fernando de Henares; etc.

Además de edificios y puentes se han realizado estudios sobre otro tipo de estructuras, como el depósito de Sopralmo; el depósito elevado de Torroja en la Junta de Energía Nuclear de Madrid; o la instrumentación del Acueducto de Segovia para analizar la posible afección a la estructura de los conciertos que se realizan en su entorno (figura 21). También se ha seguido trabajando en la innovación de materiales de construcción, desarrollándose varias Tesis Doctorales sobre modelos de durabilidad y el empleo de áridos reciclados para hormigones.

Por otro lado se ha seguido dando apoyo a otros órganos de la Administración en relación a los materiales de construcción y las estructuras. En este ámbito cabe destacar los trabajos de coordinación en el Capítulo de Materiales realizados para el desarrollo del futuro Código Estructural.

Siguiendo el principio de incorporar nuevas tecnologías, desde 2014, coordinados desde el Área de Estudios y Auscultación de Estructuras, se iniciaron los trabajos para la adquisición y puesta en marcha de un servicio de drones para su empleo en

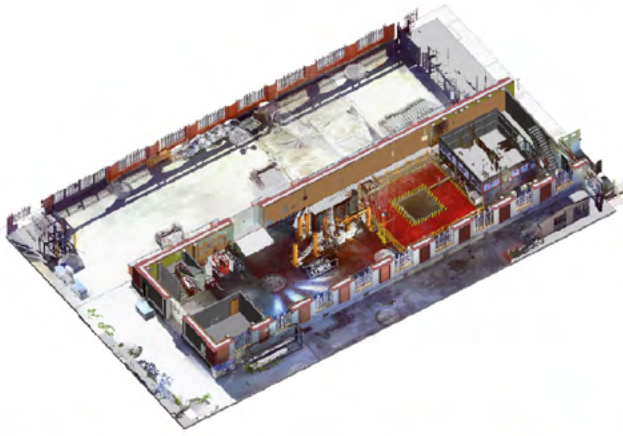


Figura 22. Operador de Drones del CEDEX (2018) y modelo BIM en construcción del edificio del Laboratorio Central (2020).

el ámbito de los distintos Centros (en particular, para la inspección de estructuras), que culminó en 2018 con la creación del Operador de Drones del CEDEX (figura 22). En los últimos tiempos también se está empezando a incorporar la tecnología BIM para registrar el estado actual de edificios, y como apoyo a la comisión BIM del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (figura 22).

10. CONCLUSIÓN

Desde su creación, el Laboratorio Central ha tenido como principal objetivo el de incorporar nuevas tecnologías para el control de las construcciones. A tal efecto, a lo largo de sus más de cien años de historia ha ido modificando el alcance de sus trabajos, adaptando su estructura organizativa, y adquiriendo

y poniendo en funcionamiento la tecnología y materiales más innovadores de cada época para su puesta a punto y transmisión a la sociedad.

Esta actividad se ha realizado de la mano de algunos de los ingenieros españoles de mayor prestigio, a los que el presente artículo trata de rendir un merecido, sincero y humilde homenaje y reconocimiento

Desde la atalaya que proporciona el tiempo transcurrido, el personal actual del Área de Estructuras del Laboratorio Central trata de subir a los hombros de sus predecesores, buscando ser dignos sucesores, al menos, de su empeño y dedicación.

Agradecimientos

La recopilación y revisión de los casi 55.000 expedientes de la actividad del Laboratorio Central desde 1899 no habría sido



Figura 23. Luis Ortega Basagoiti. Jornada de Puertas Abiertas del Laboratorio Central (1981).

posible sin el apoyo y ayuda de María Jose Sánchez Gil, Carlos Castejón Mediano, Juan Antonio Hernández Martínez, Francisco Serrano, Rafael Astudillo Pastor, Francisco Javier Sainz de Cuetos y José Manuel Gállego Estévez.

Además, se desea reconocer de manera especial en este artículo la figura de Luis Ortega Basagoiti (figura 23) en su paso por el Laboratorio Central, en el campo concreto de la inspección y auscultación de estructuras, bajo cuya coordinación se inició una ingente actividad en este ámbito que aún hoy sigue vigente.

Referencias

- [1] Graus, R et al. (2017) El hormigón armado en Cataluña (1898-1929): cuatro empresas y su relación con la arquitectura. *Informes de la Construcción* Vol. 69, 546, 2000 abril-junio 2017.
- [2] Carpintero, I. (2013) Aproximación histórica a las condiciones de durabilidad de las estructuras en los tratados e instrucciones de hormigón en España. *Monografía CEDEX* n° 121.
- [3] IETCC (1961) *Instrucción H.A. 61 especial para estructuras de hormigón armado*. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.
- [4] Ministerio de Fomento (1998) *Instrucción de Hormigón Estructural EH-98*.
- [5] UNE-EN (1992) *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*.

Estudiar al máximo para actuar lo mínimo¹

Study the Maximum to Act as Little as Possible

Jorge Perelli Botello^a, Antonio López Sánchez^b

^a *Ingeniero de Caminos, Grupo Retineo, Presidente Ejecutivo*

^b *Ingeniero Civil MSc, Retineo Ingeniería, Director General*

Recibido el 14 de octubre de 2020; aceptado el 24 de marzo de 2021

RESUMEN

Este artículo es una reflexión sobre cómo plantear una correcta filosofía de actuación en las obras de rehabilitación estructural, que se puede resumir en el siguiente lema: "estudiar al máximo para actuar lo mínimo", promovida por nuestro querido compañero Luis M^a Ortega Basagoiti. La reflexión se realiza desde la experiencia obtenida en el desarrollo de trabajos, en el campo de la rehabilitación estructural, de más de 30 años del equipo técnico de Retineo. Y ello es porque habitualmente se invierte de manera escasa en los estudios previos, lo que provoca muchas desviaciones en las obras y en especial en las de rehabilitación estructural. Nuestra filosofía de trabajo parte de un planteamiento a la inversa: realizar un exhaustivo análisis inicial para que las soluciones definidas sean las óptimas y las desviaciones técnicas y económicas las mínimas.

PALABRAS CLAVE: Estudios previos, metodología, rehabilitación estructural, reparación, refuerzo, durabilidad.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

This article is a reflection on the correct philosophy of action in structural rehabilitation works which can be summarized in the following motto: "study to the maximum to act as little as possible", promoted by our dear colleague Luis M^a Ortega Basagoiti. The reflection is made from more than 30 years of Retineo technical team experience in the field of structural rehabilitation. And this is because usually little investment is made in previous studies, which causes many deviations in the works and especially in those of structural rehabilitation. Our work philosophy is based on an inverse approach: carry out a thorough initial analysis so that the solutions defined are the optimal ones and the technical and economic deviations the minimum.

KEYWORDS: Previous studies, methodology, structural rehabilitation, repair, reinforcement, durability.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

I. INTRODUCCIÓN

Pese a que teóricamente se está proyectando la mayoría de las estructuras para una vida útil de entre 50 y 100 años (EHE - Artículo 5 [1]), un número no despreciable suelen presentar deterioros importantes debidos, entre otros, a procesos de corrosión de armaduras o procesos de tipo expansivo por ataques químicos, a edades muy inferiores a esa vida útil de proyecto. Ello exige con alta frecuencia intervenciones cuyo importe su-

pera con creces lo que debería inscribirse en un mantenimiento o conservación normal.

Además, la experiencia de los últimos 40-50 años ha demostrado que la durabilidad de la mayoría de esas reparaciones es, a su vez, relativamente reducida, siendo necesario repetir las mismas a los 8 o 10 años, fundamentalmente debido a que el diagnóstico del proceso de daño tiene importantes limitaciones, tanto a la hora de determinar el proceso patológico en detalle como sobre todo a la de cuantificar con precisión el área afectada a reparar.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: alopez@retineo.es (Antonio López Sánchez).

1.- Esta frase tiene su origen en una ponencia que realizó nuestro compañero Luis Ortega Basagoiti en Cuba sobre evaluación de estructuras deterioradas en el año 1998.

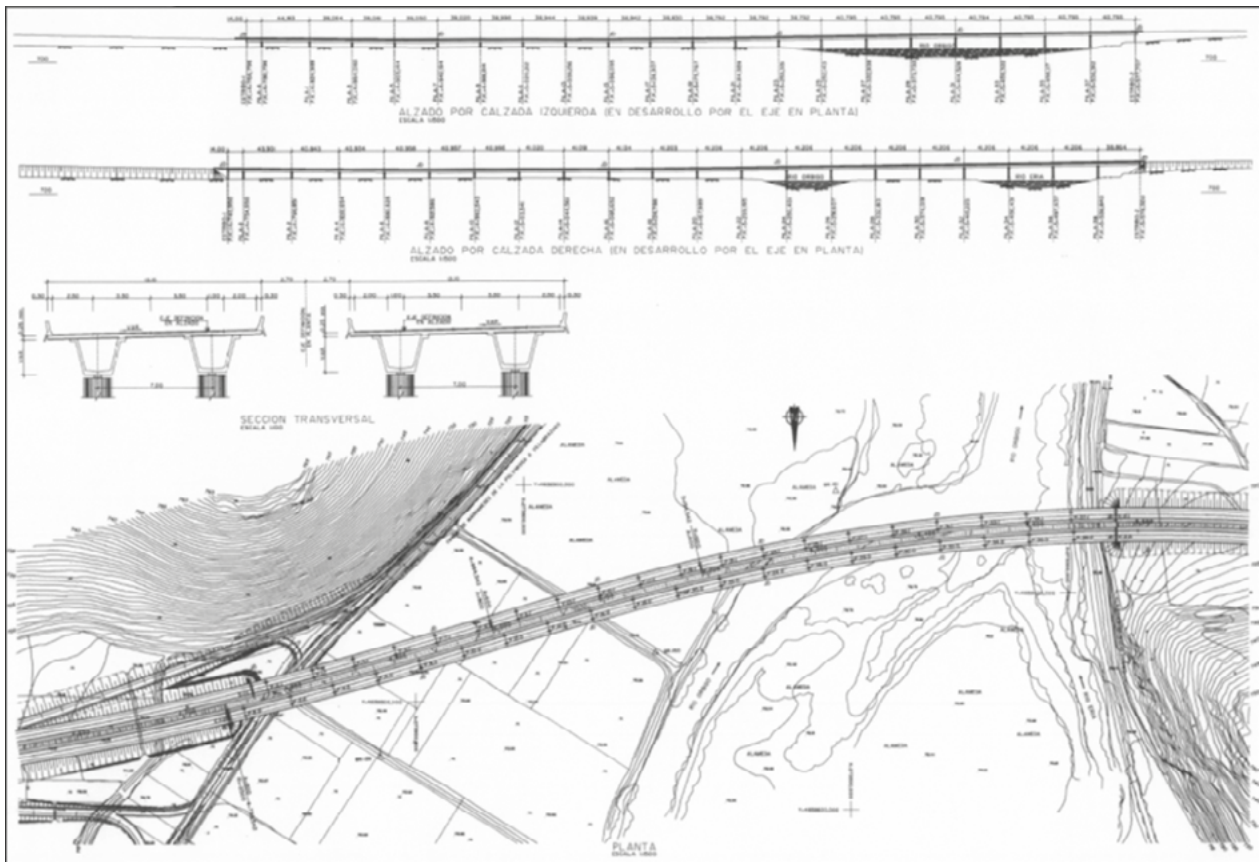


Figura 1. Definición de la estructura.

En la línea de lo expuesto, existe una queja generalizada por parte de los administradores de infraestructuras por la escasa durabilidad de las actuaciones de reparación y los incrementos de costes en las obras de rehabilitación estructural.

Lamentablemente, es habitual un modelo de actuación cortoplacista que se basa en la realización de estudios y proyectos con pocos recursos, que no pueden profundizar el origen del proceso patológico y aportan soluciones no ajustadas a las necesidades reales, siendo necesario “resolver” en obra muchas cuestiones técnicas.

Esta forma de actuar es claramente perniciosa técnica y económicamente, por lo que debería cambiarse al analizar rehabilitaciones de obras existentes afectadas por daños de todo tipo. El proceso correcto, en nuestra opinión, debería ser el siguiente:

- Identificación de la naturaleza de los daños (diagnóstico tradicional).
- Evaluación de la importancia de esos daños, su trascendencia y su evolución.
- Establecimiento de la necesidad o no de intervención sobre la base de criterios funcionales o de seguridad y de la prognosis de evolución futura.
- Estudio de las posibles alternativas de intervención, tanto desde el punto de vista técnico como económico, considerando el ciclo total de vida de la estructura.
- Redacción del proyecto de intervención.
- Ejecución de la obra con un control adecuado, preferentemente incluyendo instrumentación.
- Establecimiento de un plan de mantenimiento.

Para poder llevar a cabo este planteamiento, en el ámbito de la rehabilitación estructural, es necesario conseguir la máxima trazabilidad y calidad del trabajo en todas sus fases: inspección técnica, caracterización de materiales y estructural, análisis y diagnóstico, estudio de soluciones y ejecución de la obra, complementado con el control y seguimiento mediante instrumentación. En los procesos patológicos estructurales es muy importante integrar todas las fases de actuación de cara a tener éxito en la intervención. Por tanto, se necesita una perfecta trazabilidad entre las etapas, lo que posibilita un control en todo el proceso, garantizando el éxito a un coste competitivo.

Los estudios técnicos (materiales, humedades, geotécnicos, estructurales y peritajes) son fundamentales en toda intervención. Así, en las construcciones tradicionales se producen con cierta frecuencia alteraciones de los materiales estructurales por diversos procesos patológicos (humedades, ataques por los agentes climáticos, erosiones) y se debe efectuar un análisis desde el punto de vista de la durabilidad y la compatibilidad con otros materiales, así como el estudio de tratamientos de reparación. En otras ocasiones, el objeto es determinar el cumplimiento de las exigencias básicas de seguridad estructural a partir de las características resistentes reales de los materiales y las acciones normativas.

Por otra parte, es importante integrar en estos trabajos las técnicas de instrumentación estructural para la medición de determinados parámetros o características de las estructuras. La monitorización, automática o manual, es una técnica que permite conocer la calidad, estado de los materiales y procesos de deterioro, así como analizar el comportamiento estructural de una construcción. También, dependiendo de los casos, es



Figura 2. Izquierda: reptado y caída de un apoyo en el puente del ejemplo 1; derecha: rotura provocada en la coronación de la pila.



Figura 3. Izquierda: aparente reptado lateral de un apoyo en el puente del ejemplo 1; derecha: deformación en sentido longitudinal de un apoyo en el puente del ejemplo 1.

importante efectuar ensayos de auscultación estructural (medidas de vibraciones, ultrasonidos, termografía...).

Cuando las circunstancias lo requieren, en el ámbito de la filosofía de trabajo señalada, se deben diseñar nuevos procedimientos para corregir defectos que se han observado.

En los puntos siguientes se muestran dos ejemplos, totalmente distintos, donde se ha aplicado esta metodología de trabajo, existiendo una máxima en ellos: cuanto mejor se estudia menos agresiva es la actuación y, por tanto, más eficiente.

2. EJEMPLO 1. ROTURA Y CAÍDA DE UN APARATO DE APOYO DE UNA ESTRUCTURA DE UNA AUTOVÍA DE CASTILLA Y LEÓN

Este ejemplo trata de un doble viaducto de vigas pretensadas prefabricadas en artesa, cada uno de los cuales tiene 21 vanos isostáticos con luces variables del orden de los 40 m, con una rasante sensiblemente horizontal y con juntas de dilatación cada 4 o 5 vanos (figura 1).

El día 12 de julio de 2013, a las 21:30 horas, se detectó la expulsión del neopreno de apoyo de una de las vigas sobre la sexta pila, quedando apoyada sobre el mortero de nivelación, parcialmente inclinada unos grados. La incidencia afectó al carril lento, que fue cortado, produciéndose una irregularidad en

el firme del carril con un desnivel respecto a la rasante en torno a los 12 cm.

En la inspección realizada *a posteriori* se comprobó el reptado y caída de un neopreno con el consiguiente descenso del extremo de la viga afectada y los desperfectos asociados en el propio tablero, al no existir en esa pila junta de dilatación (figura 2). En este caso, el examen de los restantes apoyos mostró que en una serie de casos se observaban neoprenos aparentemente reptados, volando lateralmente por fuera de las camas de nivelación (figura 3).

En general, el reptado o desplazamiento por deslizamiento de los apoyos elastoméricos en puentes, pese a ser conocido desde hace tiempo, lejos de haber sido solucionado parece presentarse, en los últimos tiempos, cada vez con más frecuencia.

El fenómeno a nivel teórico parece claro: el deslizamiento se produce cuando la fuerza horizontal que solicita al apoyo es mayor que la fuerza de rozamiento entre el apoyo y sus contactos superior e inferior. Sin embargo, en la realidad existen numerosas variables que inciden en este proceso y, a juzgar por la frecuencia con la que se sigue produciendo, parece que o no se sabe cuantificar a ciencia cierta cuándo y por qué se producirá el reptado de uno o varios apoyos o no se logra concienciar a los agentes que intervienen en el proyecto, construcción y mantenimiento para cuidar aquellos detalles y circunstancias que pueden dar lugar a este proceso patológico.

Cuando se produce el reptado y el deslizamiento, es necesario actuar para devolver el apoyo a su posición correcta y

evitar males mayores, como los que se pueden ocasionar si se produce la caída del mismo, como en este caso. En este sentido, en [2] se subraya que la operación de sustitución de un apoyo con relación al coste de suministro del mismo puede situarse en una relación del orden de 50 a 1 o incluso superar con creces esa proporción.

Volviendo al ejemplo, durante la fase de estudio, en la inspección técnica, se comprobó la situación de las camas de asiento inferiores respecto a las pilas y de los apoyos respecto a las vigas, lo que permitió concluir que esos aparentes reptados laterales no eran tales, sino muy posiblemente problemas derivados de posibles errores de replanteo durante la construcción acompañados de decisiones poco afortunadas, pues las camas de asiento estaban sensiblemente centradas en las pilas y los neoprenos sensiblemente bien centrados con los ejes de las vigas, presentando, sin embargo, vuelos laterales como los apreciados en la [figura 3](#). El examen cuidadoso de la posición del eje de la viga respecto al eje de la pila confirmaba esta hipótesis. En el análisis estructural se verificaron las pilas con la excentricidad accidental y se comprobó que, aunque los coeficientes de seguridad disminuyeron, se mantenían en valores admisibles. En todo caso, esta circunstancia obligó, como se comenta más adelante, al levantamiento de tableros y recrecido lateral de camas de nivelación en bastantes líneas de apoyo para lograr un asiento correcto de los neoprenos.

El apoyo reptado y caído (en sentido longitudinal) se debió a un error puntual de colocación de ese neopreno, girado 90° respecto a su posición teórica, junto a la descompensación de cargas en la línea de apoyos.

Un aspecto fundamental del estudio fue realizar un análisis de la situación actual de la estructura para valorar las consecuencias de la pérdida del aparato de apoyo. Para ello se consideró la isostaticidad de las vigas (son vigas biapoyadas), lo que hacía que un proceso de descenso de uno de sus apoyos no se tradujera en esfuerzos significativos en la viga (esta, de no estar unida a la otra viga del tablero por la losa de compresión, se limitaría a girar sin sufrir esfuerzo alguno). Pero al estar conectadas ambas vigas por la losa de compresión, el que uno de los extremos de una de ellas descienda por la pérdida del apoyo implica unos movimientos considerables y, como consecuencia, puede inducir unos notables esfuerzos en el elemento que conecta ambas vigas, es decir, la losa de compresión.

Para valorar de forma cuantitativa la estructura afectada se realizó un modelo partiendo de la inercia bruta en todas las barras (se desarrolló un modelo simplificado de la estructura mediante un emparrillado de 5 barras longitudinales y 21 transversales, considerándose la excentricidad de las barras al no coincidir los baricentros de las secciones transversales). Se supuso, como única carga, la actuación de una fuerza puntual descendente, aplicada en el punto donde estaba el apoyo y equivalente a la reacción estimada en el mismo (1934.5 kN). En realidad, este sería el estado de carga que, superpuesto al del peso propio y la carga permanente actuando sobre el emparrillado con los cuatro apoyos, llevaría a la situación actual del tablero. No se han considerado, en este primer análisis, los efectos térmicos cíclicos y las deformaciones impuestas por retracción y fluencia (la estructura tenía una edad superior a los 15 años). Hay que tener en cuenta que el objetivo era valorar las consecuencias de la pérdida del aparato de apoyo.

El esquema de cálculo seguido ha sido iterativo, partiendo en todas las barras de la rigidez (EI) correspondiente a la inercia bruta y sustituyendo esta por la inercia fisurada en aquellas barras en las que se obtuviese un flector superior al momento de fisuración teóricamente resistido por la misma, además se tuvo en cuenta la deformación por cortante de la losa. En este caso, también con tan solo tres iteraciones, se llega a una situación en que la estructura así considerada presenta un descenso de 11 cm en el nudo en el que debía haber estado el apoyo perdido, prácticamente coincidente con los 12 cm medidos.

Respecto al análisis cabe señalar lo siguiente:

- Las deformaciones estimadas para ambas vigas en este modelo se ajustan a las realmente inducidas por el proceso de pérdida del apoyo, al no incluir deformaciones por peso propio y cargas permanentes.
- Los posibles daños en las dos zonas longitudinales de contacto o apoyo de la losa de compresión sobre los bordes internos de las dos vigas artesa se producirían por rotura del hormigón.
- Las pilas no se han visto afectadas por la excentricidad de cargas.

De acuerdo con todo lo expuesto, la actuación contempló una intervención que se resume a continuación:

1. Demolición del pavimento a 2 m a cada lado del eje de pila.
2. Demolición del pavimento sobre la zona de losa situada encima de los bordes interiores de ambas vigas. Además, en el caso de la viga derecha, demolición de la prelosa por la cara inferior, junto al borde interior de la viga artesa en una longitud de unos 6 m, para observar la presencia de posibles daños, por momentos positivos, en la cara inferior de la losa.
3. Examen del estado de la losa. Se comprobó que no existían armaduras rotas, aunque sí daños en el hormigón. Ver [figuras 4 y 5](#).
4. Movilización del tablero para colocar un nuevo aparato de apoyo. El trabajo se realizó con una central hidráulica sincronizada que permite el control en carga-desplazamiento (ver [figura 6](#)).
5. Reposición del hormigón de la losa de compresión y del aglomerado. Ver [figuras 7 y 8](#).
6. Movilización del tablero para equilibrar cargas y recolocar los aparatos de apoyo detectados en la inspección técnica (ver [figura 3](#)). En las [figuras 9 y 10](#) se muestran distintas situaciones de la operación. Comentar que esta operación se realizó con tráfico rodado y sin limitación de velocidad.

3. EJEMPLO 2. CONSOLIDACIÓN DE UNA TORRE MUDÉJAR EN LA COMUNIDAD DE MADRID.

Este ejemplo se corresponde con una actuación en una construcción declarada de Bien de Interés Cultural como Zona Arqueológica, desde el 18-10-1988 (BOE, 27-12-88). Se trata de una torre fortaleza. Las primeras noticias sobre ella se remontan al año 929 (308 de la Hégira musulmana), año en el que Ibn'Idari relata que el gobernador de Guadalajara vence a una expedición leonesa que atacó Guadalajara después de devastar



Figura 4. Demolición del pavimento en la zona afectada. Pueden observarse roturas de la losa de compresión.



Figura 5. Demolición del hormigón deteriorado de la losa de compresión por hidrodemolición.



Figura 6. Gatos hidráulicos bajo el tablero.



Figura 7. Reposición del hormigón deteriorado de la losa de compresión.



Figura 8. Reposición del aglomerado.



Figura 9. Recrecido de camas de asiento y recolocación de apoyos.

PARAMETROS TRABAJO		Sistema Parado			
A	Carga: Total	820.5 Ton		Seleccionada 820.4 Ton	
		1	2	3	4
	osición Real	10.6	10.8	10.5	10.4 mm
	osición Relativa	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0 mm
	ergo	207.7	215.6	197.9	198.8 Ton
		5	6	7	8
	osición Real	0.0	0.0	0.0	0.0 mm
	osición Relativa	0.0	0.0	0.0	0.0 mm
	ergo	0.0	0.0	0.0	0.1 Ton

Figura 10. Central hidráulica sincronizada. Equilibrado de cargas (canal 1 y 2 pertenecen a una vano y canal 3 y 4 a otro).

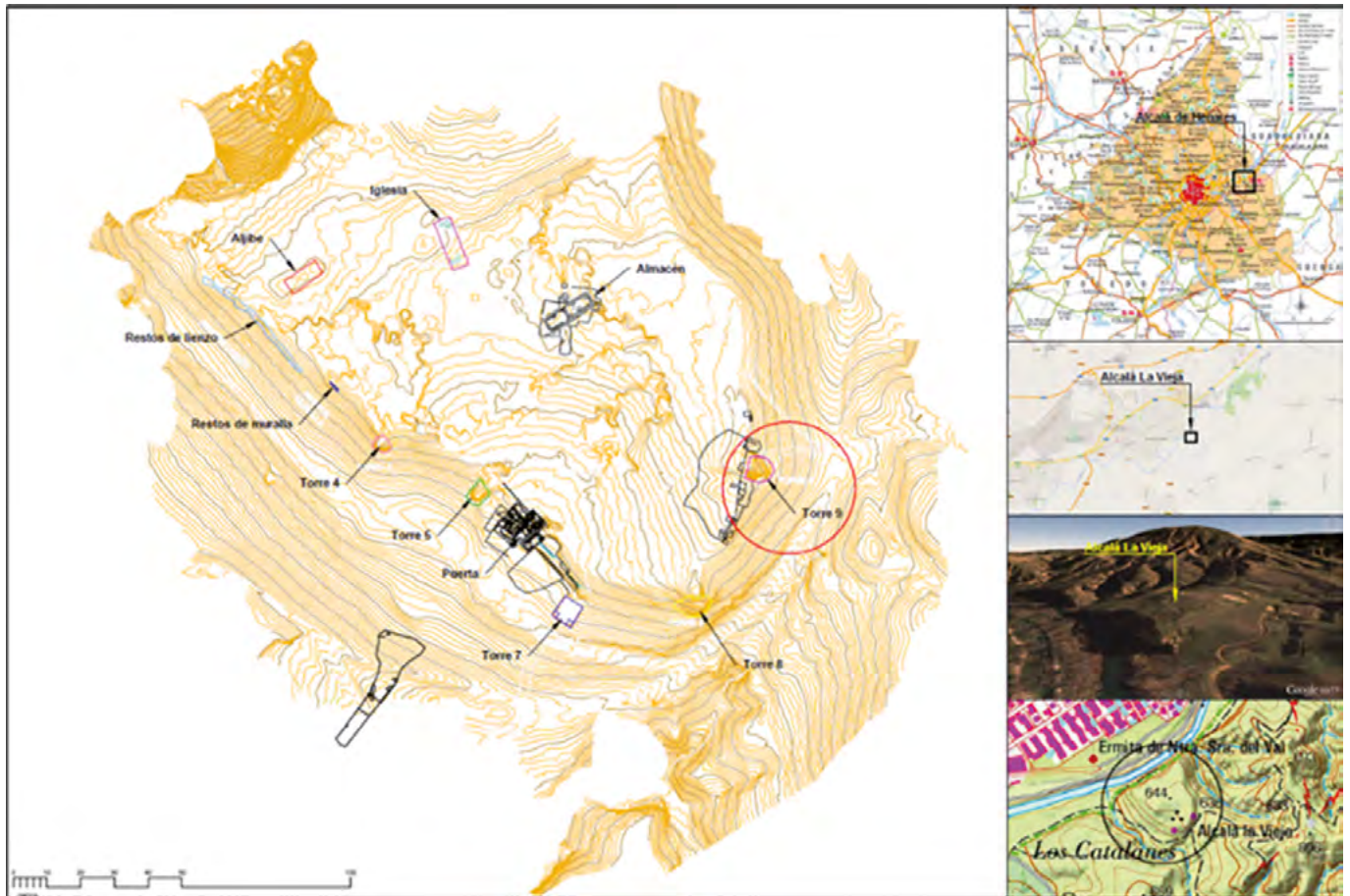


Figura 11. Ubicación de la torre.

la fortaleza islámica de Ai-Qal'aya, que Levi Prove identifica con la de Alcalá (figura 11).

Su estado de conservación era muy deficiente hasta el punto de que en el año 2014 se decidió su vallado perimetral para proteger la estructura y a los propios visitantes ante posibles derrumbes (figura 12).

La torre en esa fecha, desde un punto de vista estructural, era un bloque de forma irregular formado por dos tipologías constructivas (mampostería y tapial de tierra apisonada) que no se podía considerar como un sólido rígido. En la figura 13 se muestra la configuración de la misma.

El monumento presentaba importantes procesos patológicos manifestados en forma de grietas, desprendimientos y degradación del material, motivados por acción de la lluvia, las variaciones térmicas y el viento, que generaron importantes daños que ponían en riesgo la integridad del bloque de tapial. Incluso, de no actuar de manera rápida, el proceso de erosión seguiría avanzando pudiendo llegar a producir el colapso parcial de la torre.

Para poder abordar la consolidación de la torre, en esta situación crítica y con unos recursos limitados, se planteó la actuación por fases, donde se ha efectuado un estudio de detalle para minimizar la intervención, control de todo el proceso con un sistema de instrumentación y ejecución con técnicas antiguas y modernas. Así, se establecieron las siguientes fases:



Figura 12. Estado de la torre en el año 2014.

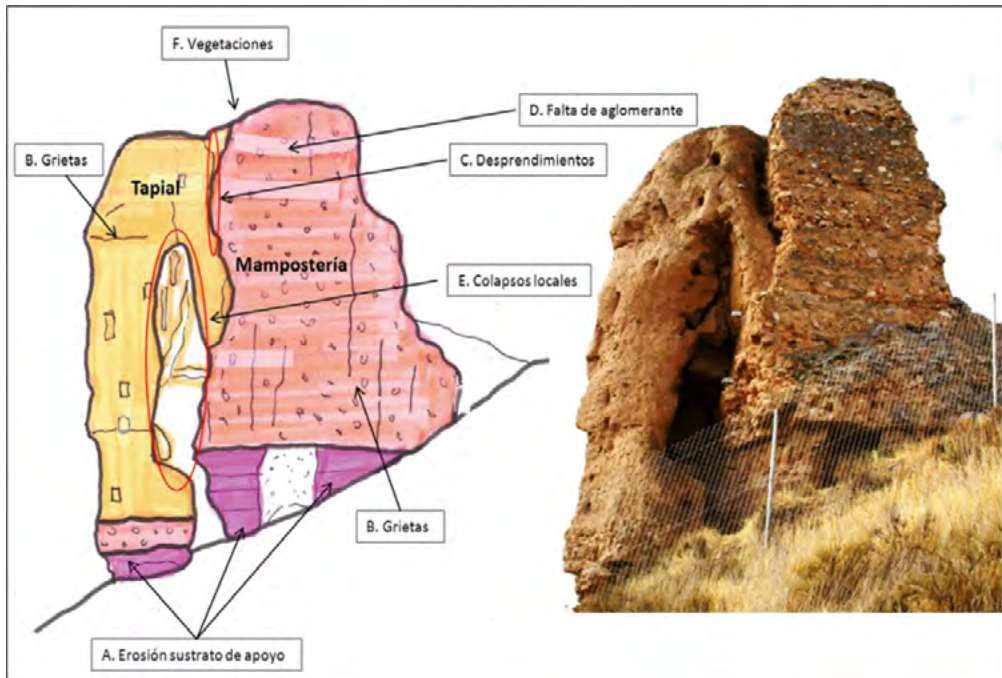


Figura 13. Configuración de la torre en el año 2014. Lienzo sur-este.

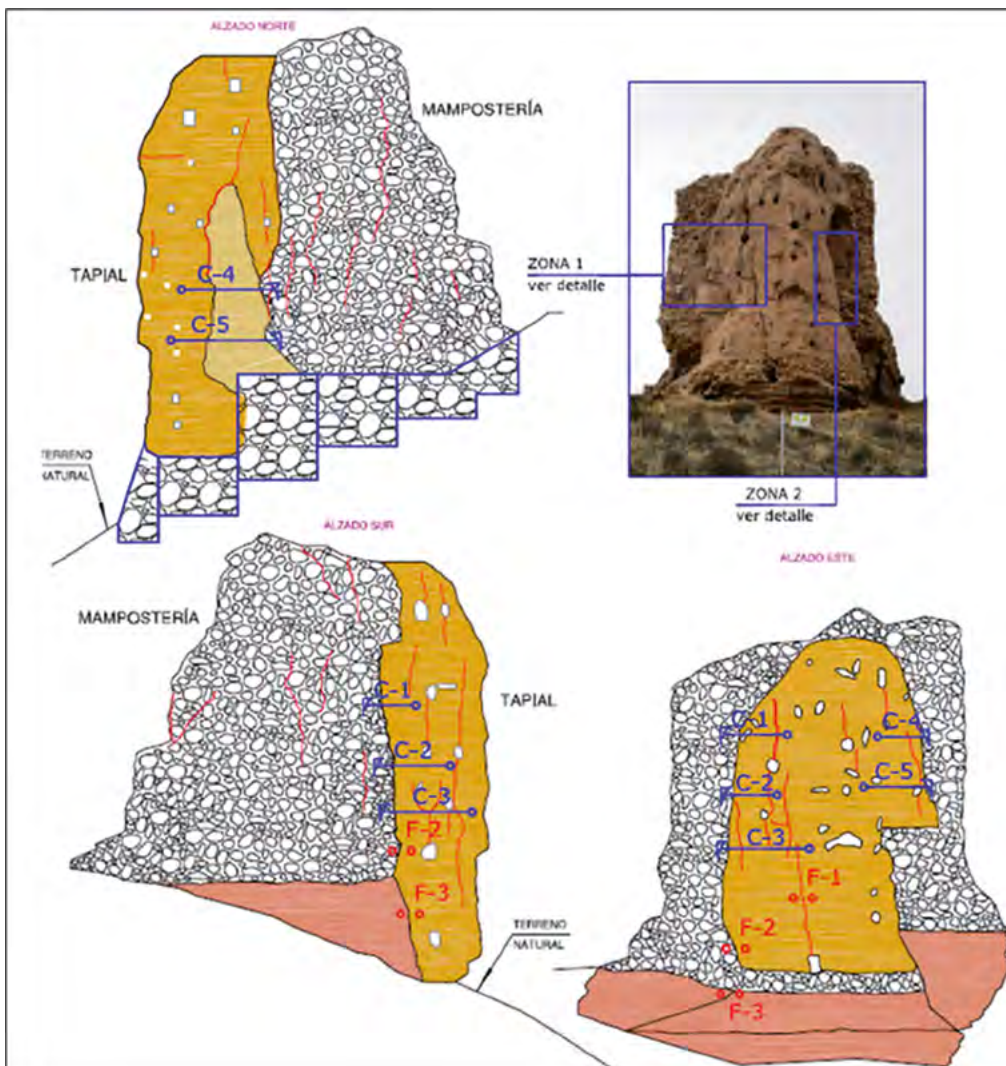


Figura 14. Instrumentación dispuesta en la torre.

MOVIMIENTOS ADICIONALES ADMISIBLES									
Umbral de control	Fisuras (mm)			Distorsión angular			Deformación horizontal (mm)		
	VERDE	AMBAR	ROJO	VERDE	AMBAR	ROJO	VERDE	AMBAR	ROJO
Torre Alcalá La Vieja	<2	2 a 5	>10	<1/3000	1/3000 a 1/2000	>1/2000	<2	2 a 5	>10

MEDIDAS A TOMAR
No son necesarias.
Control exhaustivo de la instrumentación. Precaución en los trabajos.
Parada de los trabajos. Necesidad de actuaciones de emergencia.

Figura 15. Umbrales de riesgo.

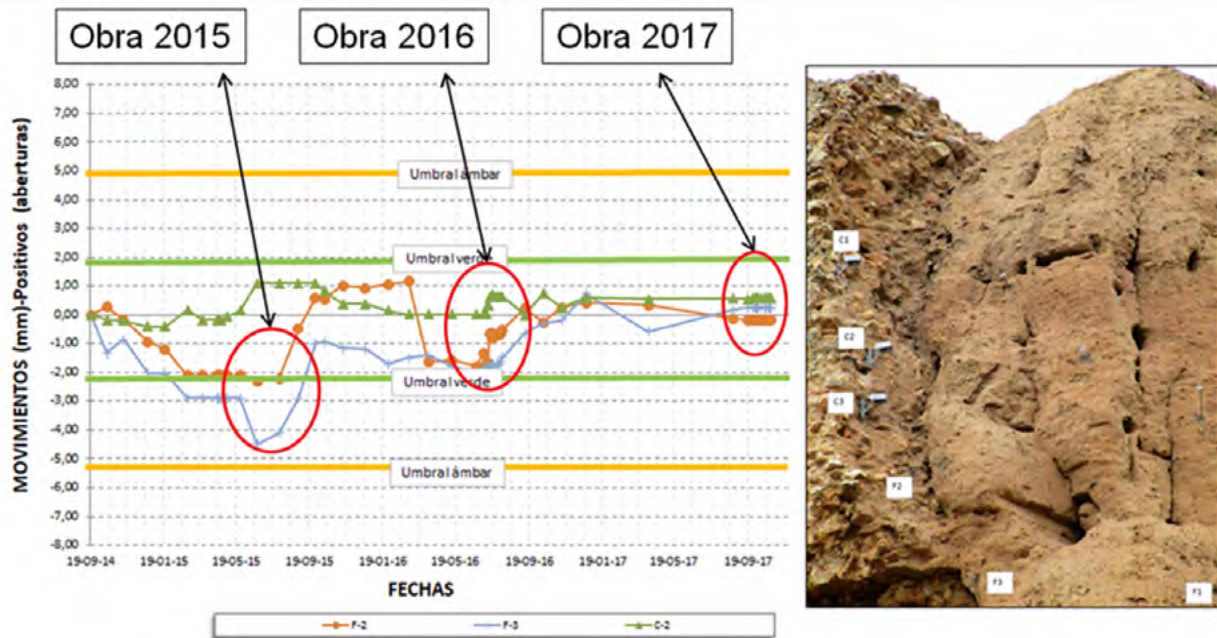


Figura 16. Seguimiento de la instrumentación (2014-2017).

Fase 1ª. Instrumentación

En el año 2014 se instaló una instrumentación con objeto de controlar la evolución de las fisuras y deformaciones de la torre en su conjunto. Esta instrumentación se diseñó con un doble objetivo: por un lado, proporcionar un marco de seguridad para la ejecución de los trabajos de consolidación y, por otro, verificar la correcta ejecución de los trabajos al constatar la estabilización de la torre.

Así, la instrumentación dispuesta consistió en la instalación de los siguientes sensores:

- Control de movimientos de fisuras.
- Control de movimientos de convergencias.
- Control de las condiciones ambientales.

El control de las fisuras a instrumentar se efectuó mediante la colocación de puntos de extensometría a ambos lados de cada fisura. La realización de medidas se llevó a cabo con extensómetro mecánico de rango 200 mm y apreciación 0.001 mm. En caso de que los movimientos excedieran del rango del extensómetro, el control se realizaría mediante un calibre digital de alta precisión de rango 300 mm y apreciación 0.01 mm. El control de convergencias se realizó mediante un reloj comparador analógico de rango 30 mm y apreciación 0.01 mm. En la figura 14 se muestra la ubicación de las referencias.

La instrumentación se evaluó con la metodología de los umbrales de riesgo. Para facilitar la identificación del nivel de seguridad en el que se encontraban los valores alcanzados, se estableció un código de colores de tipo semafórico: verde, ámbar y rojo, de menor a mayor riesgo.

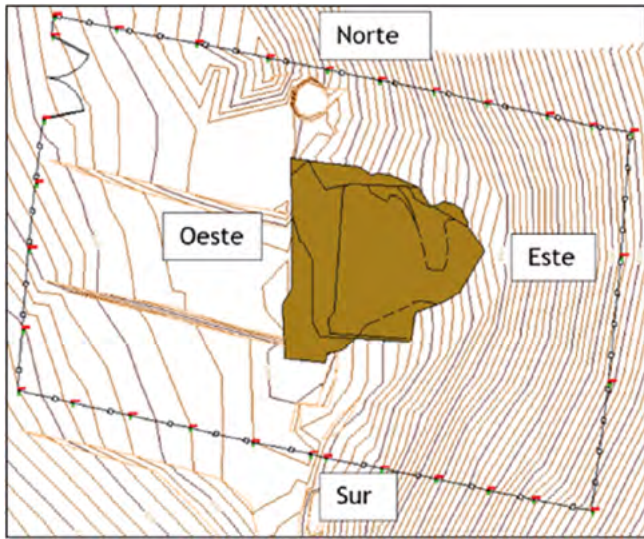


Figura 17. Topografía.

En la [figura 15](#) se recogen valores habitualmente aceptados [[3](#), [4](#), [5](#), [6](#), [7](#)] como umbrales admisibles para el control de abertura de fisuras (en mm) y para el control de movimientos relativos mediante convergencias (en mm) en este tipo de construcciones.

En la [figura 16](#) se muestra el control llevado a cabo durante toda la intervención, que se comenta en las fases siguientes. Como se puede apreciar, durante la actuación de consolidación de la cimentación (año 2015) se superó el umbral verde y se tuvo que modificar la secuencia de ejecución de los bataches (ver [figura 28](#)) para corregir la situación.

Fase 2ª. Estudio y diseño de la consolidación estructural

Esta fue la fase más importante de toda la intervención. El estudio contempló las siguientes tareas:

- **Inventario de los procesos patológicos.** En primer lugar, se realizó un levantamiento topográfico de la ladera y de la torre. En la [figura 17](#) se muestra la planta donde se puede apreciar la fuerte pendiente donde se ubica la Torre.

Sobre estos planos se realizó una inspección de detalle para inventariar los procesos patológicos, localizando y cuantificando los daños. Con el resultado se elaboraron los planos de daños que recogían la incidencia y la naturaleza por zonas.

El inventario realizado consistió en localizar y cuantificar los siguientes tipos de daños (ver [figura 18](#)):

- Erosión del sustrato de apoyo.
 - Grietas.
 - Desprendimientos.
 - Falta de aglomerante.
 - Colapsos locales.
 - Presencia de vegetación.
- **Caracterización geotécnica.** Se efectuó una caracterización de la cimentación para determinar el nivel de apoyo de los macizos, resultando que la torre se apoyaba sobre un sustrato de arcilla limosa de color marrón de consistencia dura, sustrato que, de acuerdo con el estudio geotécnico, resistía una tensión admisible de 0.3 N/mm^2 . Ver [figura 19](#).

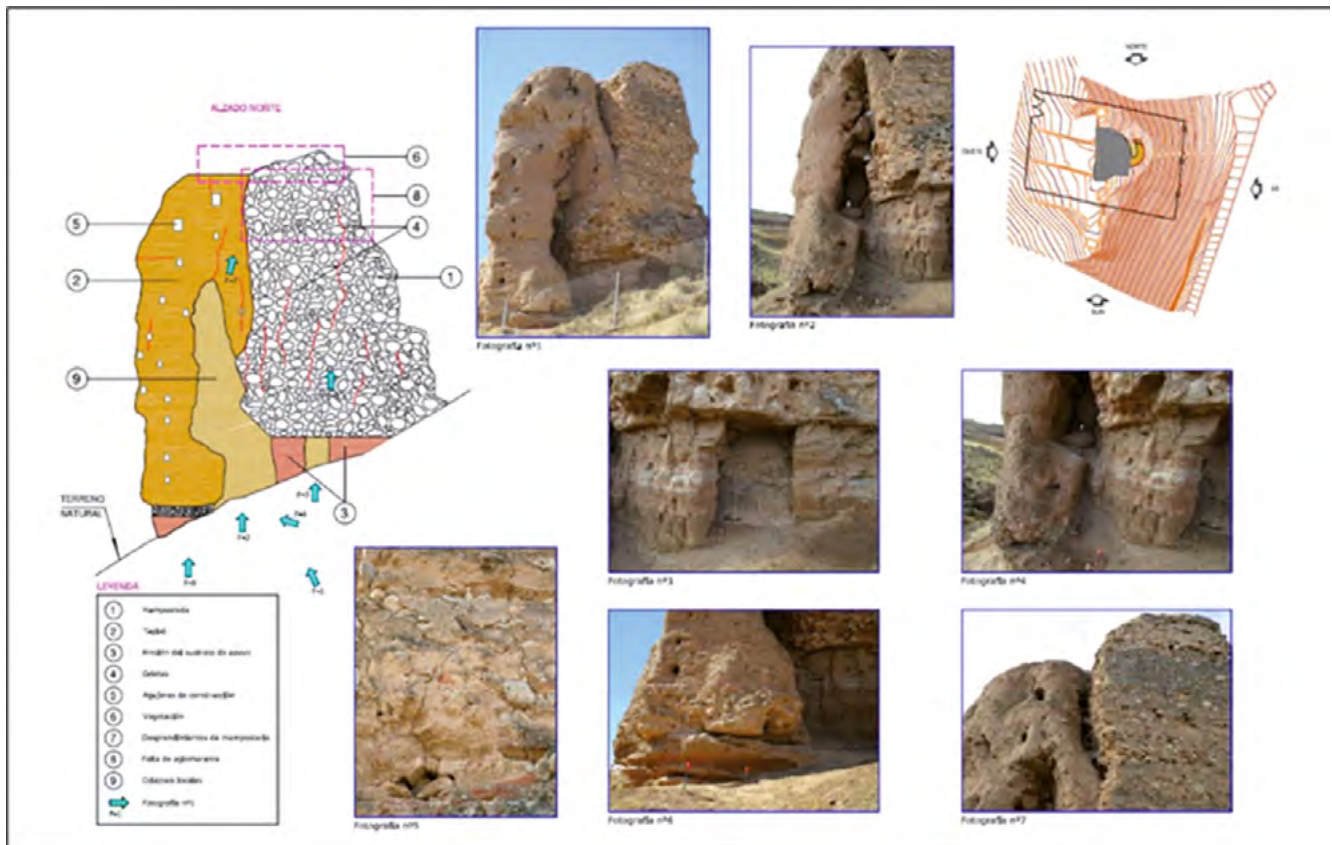


Figura 18. Inventario de daños.

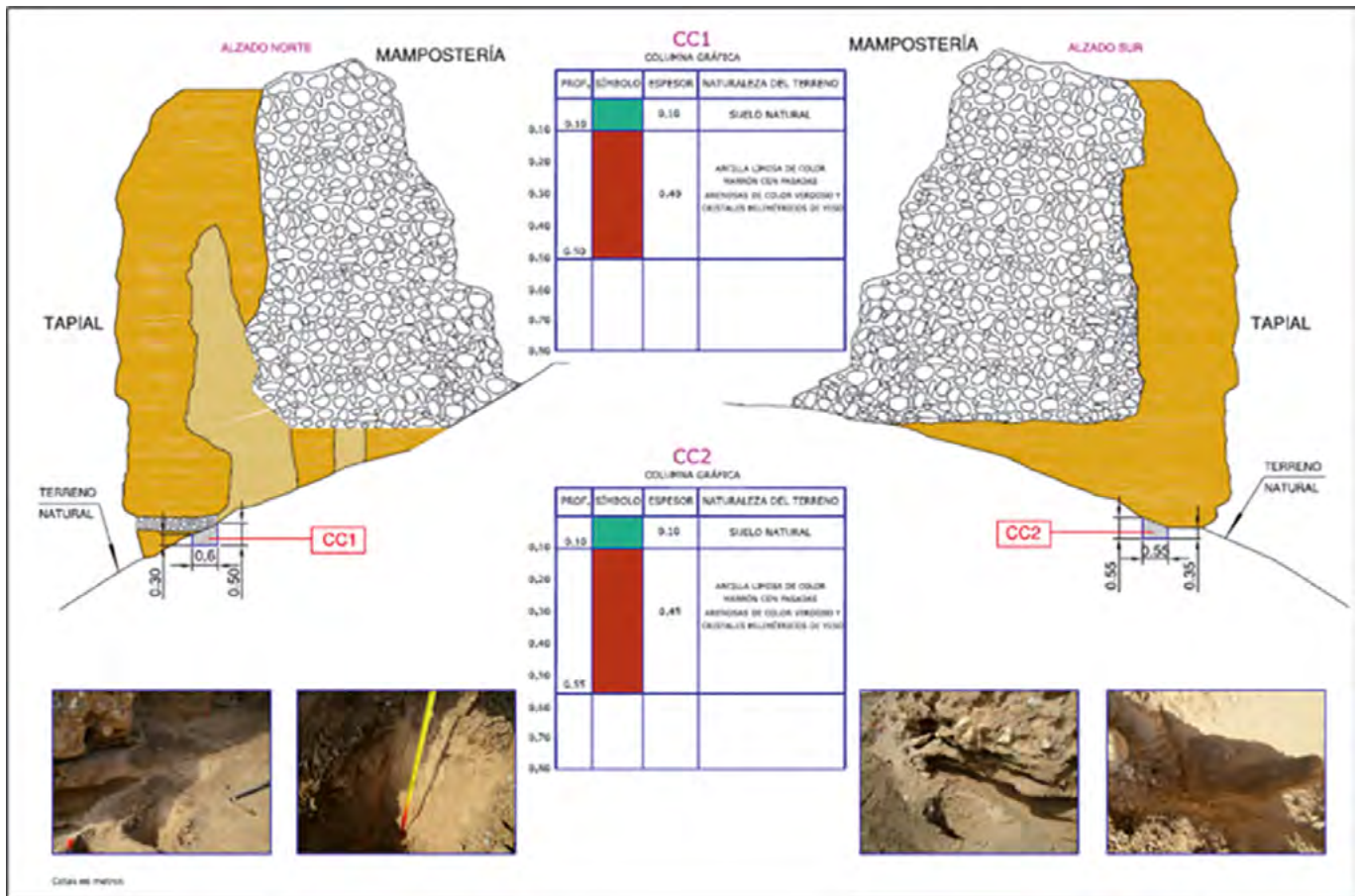


Figura 19. Caracterización geotécnica.

Estos resultados permitieron afirmar que la torre, una vez realizado el recalce, se quedaría apoyada en un nivel que se corresponde con las arcillas marrones de consistencia dura y de alta plasticidad, terreno que tiene unas características geotécnicas adecuadas para cimentar.

- **Caracterización del tapial.** Los huecos del bloque de tapial presentan profundidades muy variables (desde unos pocos centímetros hasta casi ciento cincuenta centímetros) (figura 20). La existencia de estos huecos puede estar relacionada con los travesaños de madera para configurar el encofrado del tapial de tierra [8].

De cara a la definición de los materiales a emplear en la consolidación del tapial de tierra prensada se realizó una serie de ensayos (resistencia a tracción de anclaje químico) con los siguientes tipos de productos:

- Ensayo E-1. Mortero de cal.
- Ensayo E-2. Resina epoxi.
- Ensayo E-3. Resina acrílica + mortero de cal.
- Ensayo E-4. Resina acrílica + resina epoxi.

En las imágenes 21 a 24 se puede observar el bulbo generado después de arrancamiento.

Como se puede apreciar en las figuras 21 a 24, el hecho de utilizar una resina acrílica como consolidante previo del tapial es eficaz, consiguiendo un incremento sensible del bulbo de anclaje y por tanto de la resistencia. Las cargas de

arrancamiento fueron bajas en todos los anclajes; los mejores resultados se obtuvieron en los ensayos E-3 y E-4 (en torno a 0.4 kN).

- **Análisis estructural.** Para realizar el análisis estructural de la torre se partió de las siguientes hipótesis básicas:
 - Recalzar la cimentación de la torre. Tal y como se indicaba en la caracterización geotécnica, la torre está asentada sobre un terreno competente. No obstante, existían zonas donde la erosión degradó el sustrato de apoyo y la torre se encontraba parcialmente descalzada.
 - De acuerdo con las estimaciones de pesos de la torre, la tensión media transmitida al terreno era inferior a 0.2 N/mm², valor inferior al considerado como admisible en el citado informe geotécnico (0.3 N/mm²).
 - Una vez realizado el recalce según se indica más adelante, se pudo considerar que la base de la torre es una zona estable, por lo que el riesgo de colapso quedaría entonces limitado a un giro o desplazamiento de la misma alrededor de esta zona, produciéndose una rotura o colapso previsible del lienzo sur-este (ver figura 13).

La consolidación estructural de la torre se planteó con la técnica de anclajes encapsulados de fijación interna. El objetivo era evitar que se pudieran producir movimientos (giros o des-



Figura 20. Inspección endoscópica.

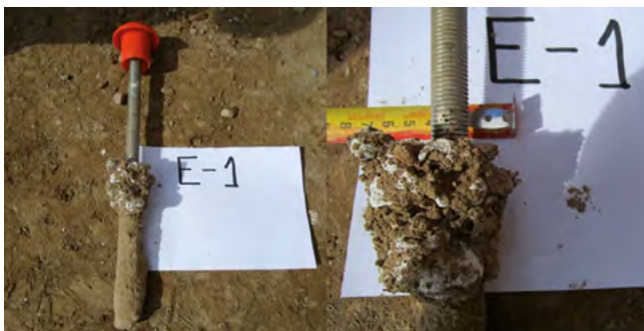


Figura 21. Ensayo E-1.



Figura 22. Ensayo E-2.



Figura 23. Ensayo E-3.

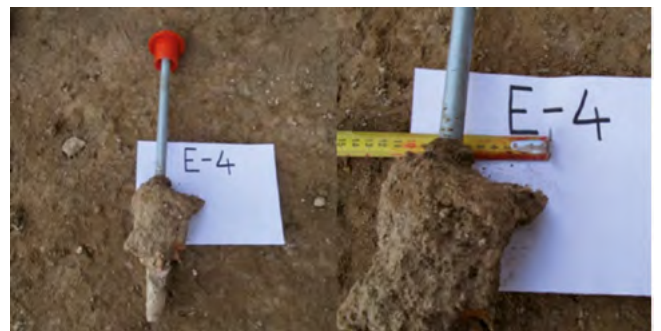


Figura 24. Ensayo E-4.

plazamientos del bloque de tapial), a la vez que se reparaban las discontinuidades existentes para dotar a la estructura de la torre de mayor monolitismo.

Los anclajes dispuestos, formados por un armado interior, una malla de poliéster que podía llegar a expandirse hasta a máximo del doble del diámetro inicial, y un mortero sin retracción ni expansión con una relación agua/cemento muy baja, funcionaban de la siguiente manera:

- En primer lugar, como anclaje químico, asegurando una adherencia admisible entre la mampostería y el mortero

igual a 0.20 N/mm^2 ; en el caso del tapial la adherencia considerada era de 0.10 N/mm^2 . Estos valores se han obtenido de ensayos realizados por los autores.

- Por rozamiento entre ambos materiales.
- Tercero, como anclaje mecánico, ya que al inyectar el mortero en el interior de la malla, esta se deformaría ajustándose a las irregularidades de las perforaciones, por lo que el resultado nunca es un cilindro perfecto en este tipo de muros.

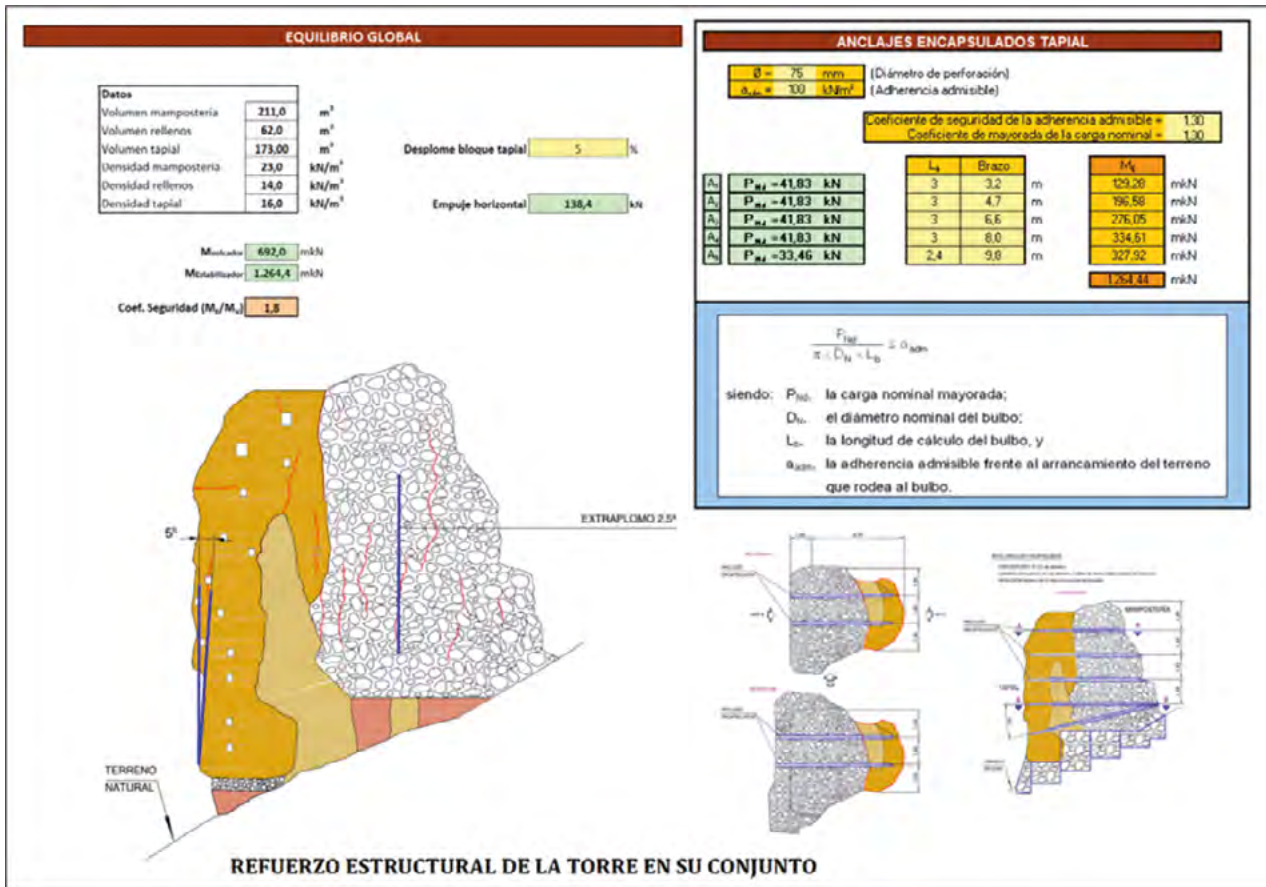


Figura 25. Diseño de la solución para la consolidación estructural.

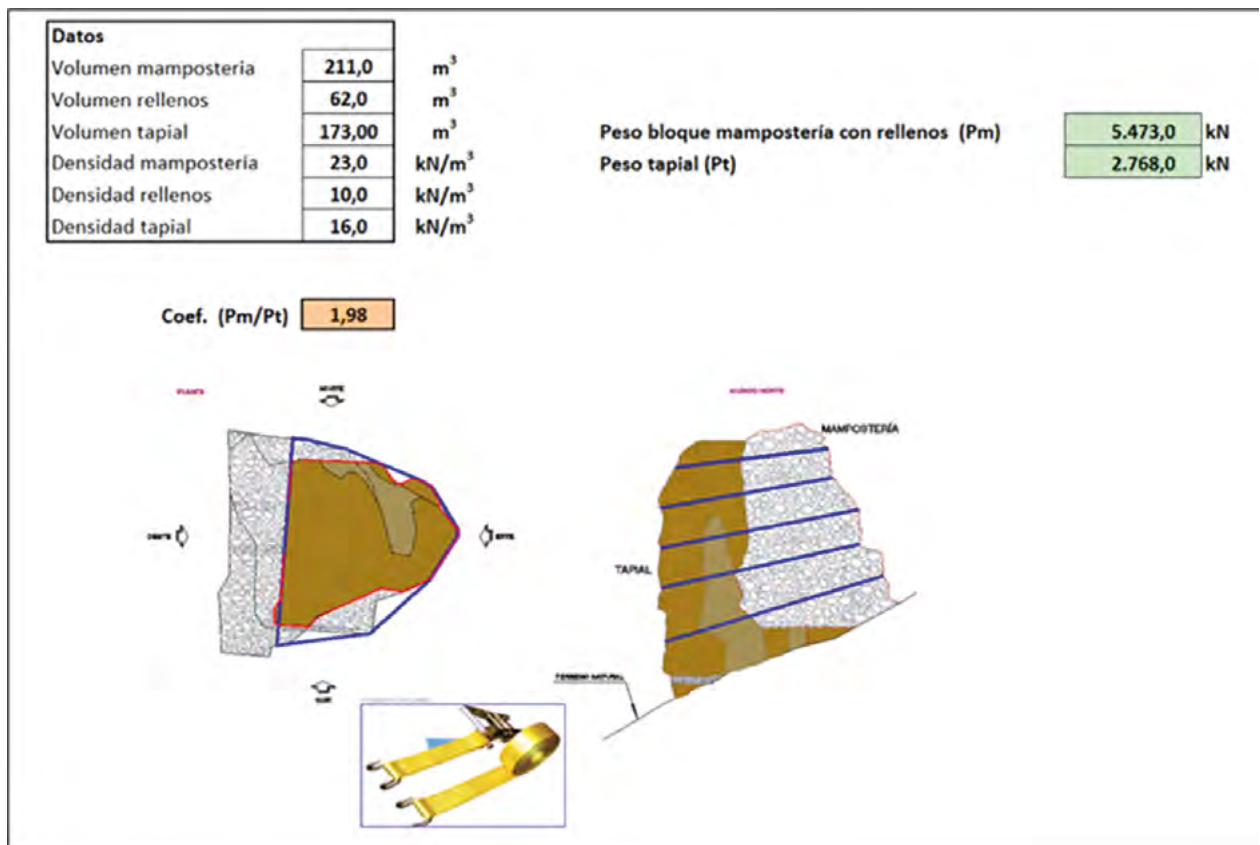


Figura 26. Evaluación del arriostramiento del bloque de tapial.



Figura 27. Montaje arriostramiento del bloque de tapial.

Este tipo de anclajes se calculó como si funcionaran únicamente por adherencia química, ya que es el caso más desfavorable de los tres anteriores, por lo que quedan del lado de la seguridad. Las longitudes de anclaje fueron determinadas en base a la geometría existente, estando condicionadas por las discontinuidades del paramento anterior.

Además, ante estructuras de este tipo en las que existe un cierto grado de indefinición de los materiales y técnicas constructivas, se utilizó un coeficiente de seguridad de minoración de la adherencia química admisible igual a 1.30 (este valor se ha obtenido de ensayos realizados por los autores en trabajos similares).

El cálculo se realizó evaluando los momentos de las fuerzas estabilizadoras (anclajes), frente a las que favorecen el vuelco (desplome del bloque de tapial). Ver [figura 25](#).

Fase 3ª. Medidas preventivas antes de iniciar los trabajos

Debido al estado que presentaba la torre, se consideró necesario proceder a realizar un arriostramiento de la parte construida en tapial, con el fin de evitar el vuelco. Como elemento de reacción se utilizó el bloque de mampostería, que sensiblemente es del orden de 2.3 veces más pesado ([figura 26](#)).

El material para efectuar el arriostramiento horizontal fueron eslingas textiles de alta capacidad (100 kN). No se pusieron en carga, únicamente se tensaron para mantener los planos de arriostramiento ([figura 27](#)).

Fase 4ª. Recalce de la cimentación por bataches

El recalce por bancadas sobre el terreno natural se realizó con un hormigón ciclópeo de base cal. Este hormigón se realizó con piedra de la zona y colada de mortero fluido de base cal y puzolanas resistente a las sales, de tipo G según EN 998-2 [9] con aglomerante tipo NHL 3 y puzolanas, según EN 450-1 [10] (resistencia a compresión después de 28 días >18 (N/mm²).

El procedimiento constructivo fue el siguiente:

- Excavación de bataches según la definición mostrada en la [figura 28](#).
- Saneo del sustrato erosionado.
- Relleno del batache con piedras a hueso, incluyendo inserción de barras de fibra de vidrio.
- Encofrado del batache.
- Vertido del mortero fluido de base cal.
- Picado de la capa superficial para dejar el aspecto de mampostería.
- Tintado con productos naturales.

En las [figuras 29](#) y [30](#) se muestra la ejecución de esta fase de obra.

Una vez ejecutado el recalce de la cimentación mediante el sistema de bataches se procedió al relleno de los huecos (por colapso local del tapial) con adobes fabricados in situ con una formulación desarrollada por los autores con los materiales de la zona, basándose en citas de la referencia [8]. Ver [figuras 31](#) y [32](#).

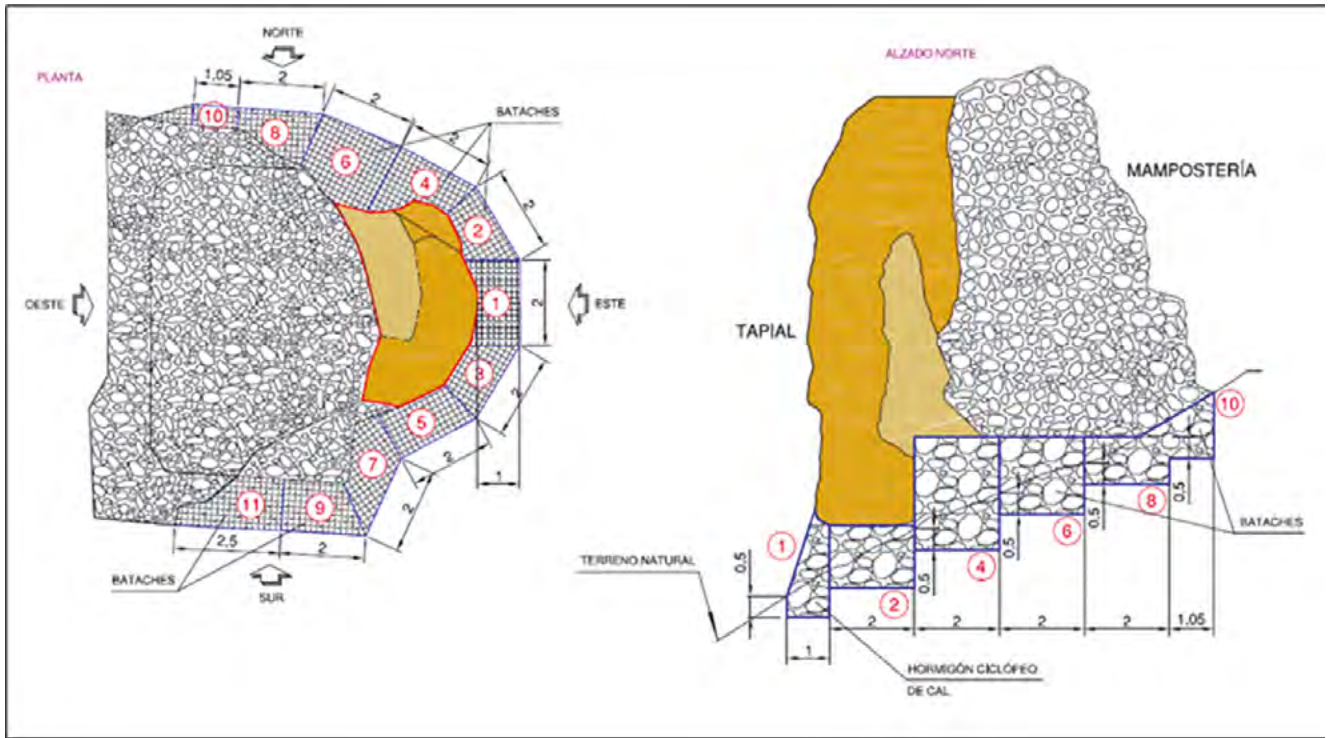


Figura 28. Definición de bataches.



Figura 29. Ejecución recalce.



Figura 30. Aspecto final del recalce de la cimentación.

Fase 5ª. Consolidación estructural

La consolidación de la torre se realizó mediante anclajes encapsulados (entre 6 y 14 m de longitud) según se ha comentado anteriormente.

El sistema de anclajes encapsulados está especialmente diseñado para el refuerzo de obras de fábrica. Debido a las características de estos elementos es posible dotar a los muros de arriostramiento transversal, así como de aumentar la capacidad portante de los mismos, sin cambiar su forma de trabajo.

Los anclajes se ejecutaron mediante perforación en los muros a consolidar, en los que se aloja propiamente el dispositivo de fijación. Este está compuesto por un corazón formado por una barra de acero inoxidable, que se recubre por una malla de poliéster que admite deformaciones máximas del 50% de su diámetro. El sistema consta además de tubos de inyección para rellenar las perforaciones desde el fondo hacia el exterior, utilizándose un mortero especial con altas prestaciones, sin retracción, de fraguado rápido, capaz de ser inyectado a baja presión.

La inyección quedaba confinada en el interior de la malla de poliéster deformable, dispuesta a lo largo de todo el elemento, que es capaz de adaptarse a las irregularidades de la perforación una vez rellena (inyectada).

La perforación para la instalación de los elementos de fijación se realizó mediante máquinas hidráulicas a rotación y con cabeza de corte formada por corona de diamante. Se perforó siempre a rotación, nunca a rotopercusión, de cara a evitar transmitir vibraciones a una estructura debilitada.



Figura 31. Fabricación de adobes.



Figura 32. Puesta en obra de adobes, curado con arpilleras y acabado.

Una vez ejecutadas las perforaciones, se introdujeron las barras de armado interior, junto con la malla de poliéster y el tubo de inyección, y se inyectó a muy baja presión toda la longitud del elemento de fijación.

En las figuras 33, 34 y 35, se muestran los detalles de ejecución.

Fase 6ª. Tratamientos locales e hidráulicos.

Una vez consolidada estructuralmente la torre se procedió al tratamiento local de las grietas y piezas sueltas, de acuerdo a los procedimientos que se indican a continuación:

A) Cosido de grietas y piezas sueltas

- Realización de perforación a rotación en seco atravesando el plano de fractura con un anclaje en soporte sano de 50 cm.
- Limpieza del taladro con aire comprimido.
- Impregnación del interior del taladro con imprimación superfluida de una resina acrílica.
- Relleno del hueco de la perforación con una resina de viniléster híbrida sin estireno.
- Inserción de barra de fibra de vidrio de 12 mm de diámetro.
- Retirada de resina sobrante.

B) Inyección de grietas

- Retacado de grietas con mortero confeccionado con aglomerante hidráulico especial sin cemento con carga

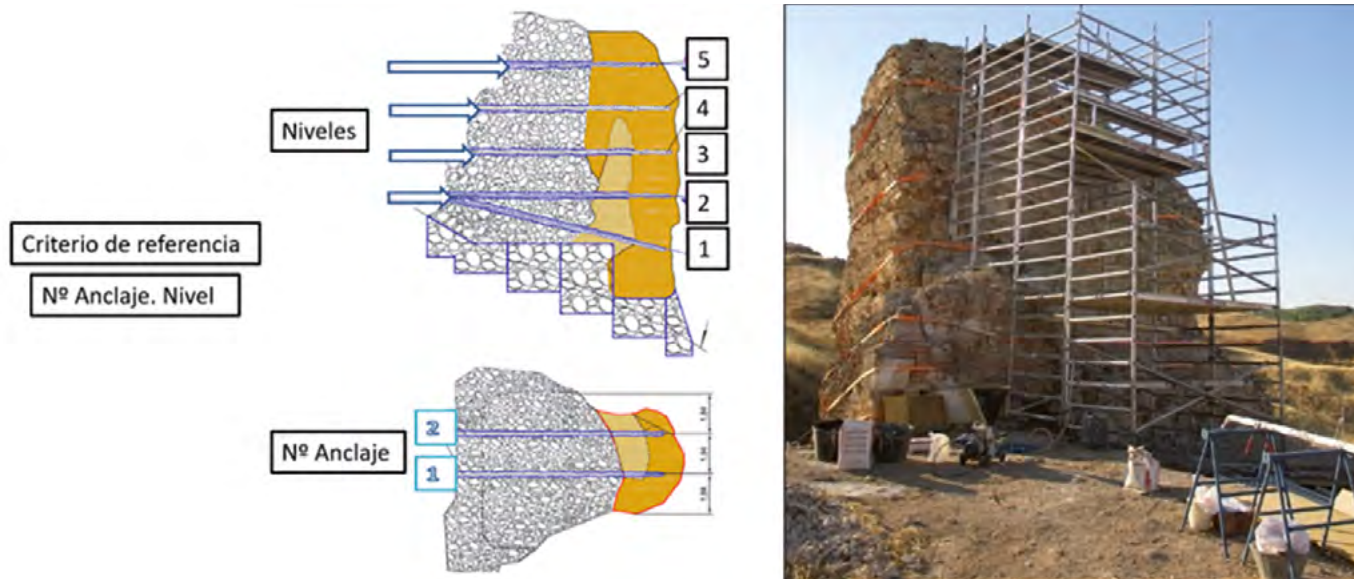


Figura 33. Replanteo de los anclajes y medios de acceso.



Figura 34. Perforación y montaje del anclaje.

- mineral fina, mezclado con áridos locales con el fin de conseguir el mismo color que el soporte existente; en el momento de realizar el retacado se colocaron los inyectores.
- Inyección de ligante hidráulico con carga superfluida y libre de cemento de reacción puzolánica resistente a los sulfatos, previa saturación con resina acrílica.

En la [figura 36](#) se muestran dichos trabajos.

Con objeto de evitar que las aguas de lluvia deterioraran la torre, se realizaron los siguientes trabajos:

- Impermeabilización de la cara superior de la torre con una capa de mortero de cal con un tratamiento hidrófugo.

- Construcción de un drenaje con una acera en todo el perímetro de la torre, con pendiente a favor del talud (ver [figura 37](#)).

En la [figura 38](#) se muestra el resultado de la consolidación estructural de la torre.

Conclusiones

Estudiar al máximo para actuar lo mínimo es la manera correcta de entender la ingeniería de rehabilitación estructural,



Figura 35. Proceso de inyección.



Figura 36. Tratamientos de grietas.



Figura 37. Ejecución de drenaje y acera perimetral en la torre.



Figura 38. Estado inicial y final de la torre.

con objeto de maximizar la eficiencia técnica y económica de cada intervención. Los dos ejemplos que se han descrito son totalmente diferentes en cuanto a su tipología, a sus procesos patológicos o antigüedad y, sin embargo, en ambos se ha aplicado la misma filosofía de trabajo.

Para que esta metodología tenga éxito es necesaria una trazabilidad y una calidad máxima en todo el proceso, desde los estudios previos hasta la ejecución de la obra. Por ello es muy importante realizar consorcios para que todos los agentes intervinientes colaboren desde la fase inicial.

Agradecimientos

Los autores de este artículo estaremos siempre agradecidos a Luis María Ortega Basagoiti, con el que hemos tenido la gran suerte de compartir más de 25 años como estrechos compañeros de trabajo. No solo hemos aprendido todos los días con él profesionalmente, sino sobre todo en el plano personal y humano. Era una gran persona y le echamos de menos todos los días. Descanse en paz.

Referencias

- [1] Comisión Permanente del Hormigón (2008) *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008*. Ministerio de Fomento. Madrid.
- [2] SETRA (2007). *Technical guide - Laminated elastomeric bearings use on bridges, viaducts and similar structures*. Service d'études techniques des routes et autoroutes, 2007.
- [3] Skempton, A.W., Macdonald, D.H. (1956). The allowable settlements of buildings. En: *ICE Proceedings: Engineering Divisions*, 5(6): 727-768. <http://dx.doi.org/10.1680/ipeds.1956.12202>
- [4] Polshin, D.E., and Tokar, R.A. (1957). *Maximum allowable non-uniform settlement of structures*. En: *On Soil Mechanics and Foundations Engineering*, I, (pp. 402-405). London, England.
- [5] Burland, J.B. (1977). *Behavior of foundations and structures. State of the Art Report*. En Proc. 9th Conf. On Soil Mechanics and Foundations Engineering, II, (pp. 495-546). Tokyo: Japanese Geotechnical Soc.
- [6] National Coal Board (1975). *Subsidence engineers handbook*. National Coal Board Production Dept., London, England.
- [7] Shadbolt, C.H. (1977). Mining subsidence - historical review and state of the art. In: *Proc. Conf. Large Ground Movements and Structures*, (pp. 705-748), Pen tech, London.
- [8] Pavón Maldonado, B. (2012) *Murallas de tapial, mampostería, sillarejo y ladrillo en el islam occidental*. <http://www.basiliopavonmaldonado.es/Documentos/murallastapial.pdf>.
- [9] CEN. UNE EN 998-2:2018 Especificaciones de los morteros para albañilería. Parte 2: Morteros para albañilería. Asociación Española de Normalización. Madrid, 2018.
- [10] CEN. UNE EN 450-1:2013 Cenizas volantes para hormigón. Parte 1: Definiciones, especificaciones y criterios de conformidad. Asociación Española de Normalización. Madrid, 2018.

Detection of Corrosion Risk beside Patch Repairs

Detección del riesgo de corrosión al lado de las reparaciones por parcheo

M^a Carmen Andrade^a, Pedro Castro-Borges^b, Enio Pazini^c

^a CIMNE: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería-. UPC. España-

^b Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, Unidad Mérida, México

^c Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás, Brasil

Recibido el 26 de enero de 2021; aceptado el 8 de junio de 2021

ABSTRACT

As a rule, in real concrete structures reinforcement corrosion generates cracks parallel to the steel but so randomly distributed that surface spalling is irregular. During inspection and subsequent patch-repair planning, the areas most intensely cracked are generally deemed to be an indication of greater corrosion. The unit for justifying the need for repair measures, in turn, is the area of the regions affected by cracking. Inasmuch as the area corroded is normally greater than the area affected by cracking, if only the latter is repaired damage may re-appear years or even months after intervention due to the existence of undetected steel corrosion. The amount of area in need of patch repair is a key issue with significant financial and safety implications. The mechanisms governing corrosion and the feasibility of galvanic coupling between re-passivated and adjacent regions are discussed hereunder. The article also addresses the effect of using steel primers in repaired zones and bonding agents between the existing and repair materials. It likewise describes the three techniques that can be used to determine how much contaminated concrete should be removed: two types of chemical analysis (pH or chloride content) and corrosion parameter measurements (corrosion rate) in areas adjacent to the cracked or in the repaired zone.

KEYWORDS: Repair, corrosion, macro-couple, primers, linear polarization.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

En general, la corrosión genera fisuras paralelas a las armaduras que aparecen aleatoriamente produciendo un saltado del recubrimiento irregular. Durante la inspección para definir el plan de reparación por parcheo las áreas más fisuradas se consideran como las más corroídas. A su vez, se toma como unidad de área a reparar la extensión de las áreas fisuradas. Sin embargo, como la extensión corroída es mayor que la fisurada, el daño reaparece en años posteriores. La cantidad de área a reparar es pues un aspecto que tiene implicaciones económicas y de seguridad. En el presente trabajo se discute la posibilidad de crear pares galvánicos entre las zonas reparadas y las adyacentes. El artículo también aborda el efecto del uso de imprimaciones de la armadura y el uso de "puentes de unión" entre el hormigón original y el material de reparación. También se describen las tres técnicas que se pueden utilizar para determinar cuánto hormigón contaminado debe retirarse: dos tipos de análisis químico (medida del pH o del contenido de cloruros) y medida de los parámetros de corrosión (velocidad de corrosión) en las áreas fisuradas o adyacentes a la zona reparada.

PALABRAS CLAVE: Reparaciones, corrosión, macropar, imprimaciones, polarización lineal.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

1. INTRODUCTION

With the gradual ageing of their constituent concrete, a growing number of buildings and infrastructures are deteriorating. Where structural concrete is involved, the most

widespread type of damage is reinforcement corrosion, caused primarily by chlorides (in marine environments) or de-icing salt ingress or progressive carbonation of the concrete cover. When decay appears, it adopts the form of surface rusting or cracking parallel to the steel. If allowed to

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: candrade@cimne.upc.edu (María del Carmen Andrade)

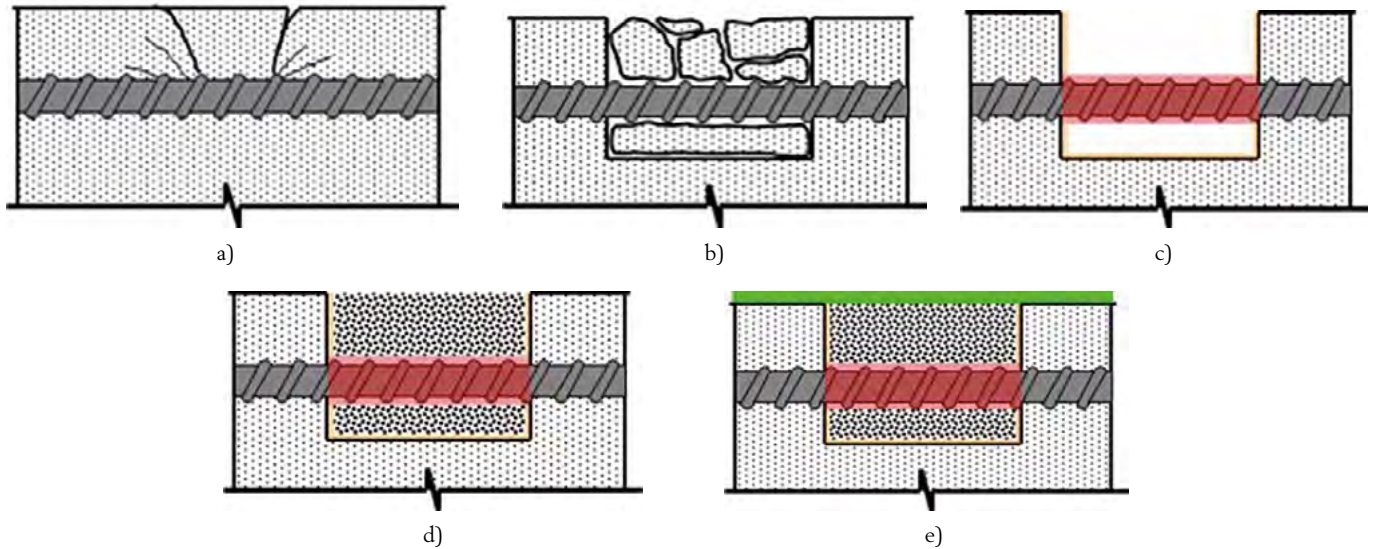


Figure 1. Stages in patch repair: a) inspection to detect damaged areas; b) removal of damaged concrete; c) reinforcement de-rusting and primer application; d) geometric restoration, and e) replacement of concrete cover.

go unrepaired, such damage may cause load bearing to dip below the design specifications.

As repair entails significant owner investment, its optimisation has financial implications, particularly where a whole building stock or several infrastructures are affected. Public authorities responsible for road, railway or harbour safety and operationality are faced with that situation.

So-called ‘patch’ repair, applied locally, consists in the measures listed below, the first of which is inspection to identify the areas in need of intervention (figure 1):

- a) identification of the damage and the zones to be repaired
- b) removal of the damaged concrete cover.
- c) de-rusting of the steel and (optional) application of a primer to enhance corrosion protection or strengthen the bond to the new material.
- d) (optional) application of a bonding agent between the concrete and new material and restoration of member geometry with the new material to replace the former cover.
- e) application of new cladding or paint to conceal the patch-work.

This operation is time- and labour-intensive for it entails careful workmanship to ensure the concrete will recover its functionality (good bond between new and former material) and to prevent cracking in any of the intermediate stages.

Experience has shown such repairs to be short-lived, however, even where workmanship is up to par [1]. A survey conducted under the European CONREPNET project [2] found that after 20 years only 5% of patches had never called for further repair. A number of causes were defined, including incorrect identification of the corroded areas or unsuitable choice or inadequate on-site placement of materials. The repair materials themselves were found to be durable, although their composition has changed extensively over time, given the constant improvements introduced by manufacturers.

One of the main reasons given for patching failure was that the area repaired was smaller than the area affected, for the

area of the surface affected by rust stains or cracks is not necessarily indicative of where corrosion has set in. As the corroded region often extends beyond the area containing such external signs and as patching involves removal of the visibly deteriorated concrete cover, the adjacent areas at risk of corrosion may become depassivated in the wake of repair. In other words, a galvanic couple may form between the repaired zone, acting as a cathode, and the unrepaired zone, acting as an anode, which becomes depassivated. The primary concern around local or patch repair is therefore its mechanical and electro-chemical efficiency. Debate is ongoing on the effect of patch repair-induced galvanic coupling, with some authors [3-11] concerned that it hastens corrosion in the adjacent areas. Others [12-24], however, have shown the effect to vanish in the short term or to decline in the presence of steel primers. Consensus around the galvanic couple effect and its duration in actual structures or the use of primers on steel has proved elusive because the studies on the subject have been conducted under different climatic and laboratory conditions and with different types of specimens.

This article addresses that problematic issue, describing in the results and discussion what is deemed a ‘galvanic couple’, possible corrosion rates and depassivation circumstances. It also summarises and analyses earlier findings [14-24] on galvanic couple measurement which simulated the use of different types of primers, chloride contents in the areas adjacent to the repaired zones and the effect of using a bonding agent between the new material and the existing concrete. A third section of the paper deals with the issue of how much to repair. Although the greater the amount of damaged concrete removed the more effective is the intervention, economic factors must also be weighed, and optimised and structural integrity compromised as little as possible. Given, then, that inspection must clearly identify the extent of the repair, the tests to determine the remaining carbonation or chloride content in the areas adjacent to the repaired zones, along with the use of electrochemical techniques for measuring corrosion, are also briefly analysed.

2.
EXPERIMENTAL

The procedures analysed below were conducted either on purposely prepared laboratory specimens or on members in existing buildings tested in situ. The types of test pieces are described next, and test specific characteristics are specified in the respective sub-section of the results.

2.1. *Samples used to study possible galvanic action*

Macrocell action was explored with a variety of devices, sample types and existing structures. Only the procedures used to illustrate this article, the findings for which have been published elsewhere [14-24], are briefly described below.

1. *Diffusion cell-type* or double electrode devices (figure 2 left): diffusion cells, in which a closed vessel is divided into two chambers by a concrete disk, are ideal for studying galvanic effects because they ensure anode and cathode separation, use different electrolytes in each chamber, can be deaerated independently and deployed to test different types of concrete, sample thicknesses and so on [22,24].
2. *Specimens with embedded electrodes* [15,17, 21] also provide for the use of different conditions in each electrode (figure 2 right).
3. *Beams or slabs with segmented rebar* (figure 3): Using concrete, galvanic couple testing consists in making medium-sized specimens with at least one continuous and one segmented bar like the one shown by way of example in figure 3. The wires attached to the segments bear a connection electrically insulated (taped or resin-based) from the concrete to prevent the formation of galvanic couples between copper and steel. With segmentation, the galvanic current (I_g) with a zero-resistance ammeter (ZRA) [16,19,21,24] and corrosion rate (I_{corr}) through the Linear Polarization technique can be measured separately in each segment to assess the impact of the variables studied (such as humidity, temperature and chloride content) relative to overall unsegmented behaviour.

In all the cases ribbed bars were used. The specimen had two bars 60-cm-length placed in the bottom and two in the upper part as shown in the photo of figure 3. Those in the bottom and one in the upper zone were continuous. The other bar in the upper zone was segmented in seven parts that were elec-

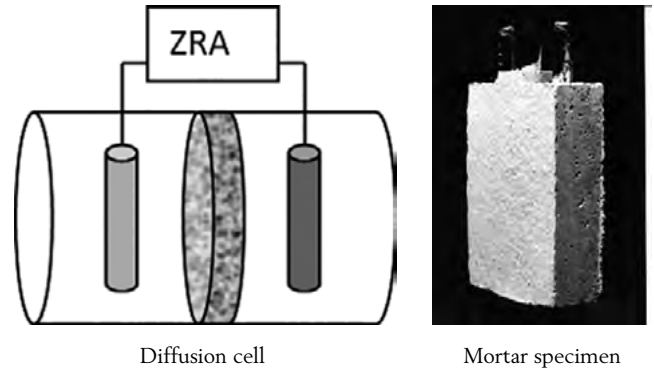


Figure 2. Left: Diffusion cell to study galvanic couples; Right: Laboratory specimen to study galvanic couples.

trically connected. Each part of the segmented bar had 8 cm of exposure length and all of the reinforcing bars were 6 mm in diameter. They were numbered from the left of figure 1 to the right. The bottom of the beam was made with chloride-free concrete while the upper part had 0.7% of chlorides in the mixing water.

All the bars were de-rusted and degreased and the repaired zones were primed with System 1, 2, 3 or 4 described below to manufacturer specifications. Electrical wires were welded to one end of each segment for subsequent connection to external instruments, duly insulating the welds with epoxy resin and tape.

Casting itself consisted in a three-step process: first the bottom was casting with chloride-free concrete. The sides of the repaired area were casting with water containing 0.7% chloride ions (by cement weight) in the form of calcium chloride ($CaCl_2$). After 8 d curing humidity chamber, the centre and top (repaired area) of the specimens were filled with the repair material to simulate patching and cured for a further 28 d. The solids used to cast the beams were mixed with water containing 0.7% chloride ions (by cement weight) in the form of calcium chloride ($CaCl_2$). This proportion was slightly above the steel depassivation threshold which is usually assumed to be between 0.4-0.6%. The corrosive action was confirmed by measuring the corrosion rate from the beginning of mixing registering initial values above $10 \mu A/cm^2$.

In the first step of specimen casting described above (beam bottom and sides), the concrete used was made with ordinary portland cement (OPC), a water/cement (w/c) ratio of 0.65 and cement: sand: gravel proportions of 1:2.9:3.2. The 2330

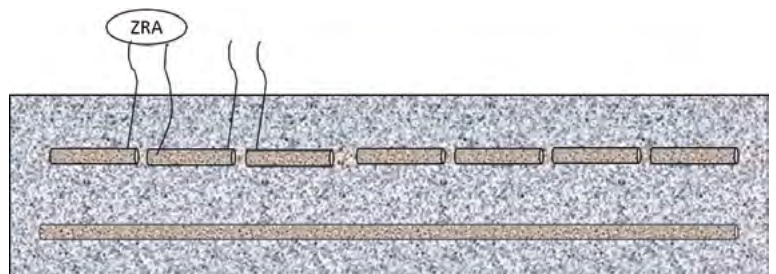
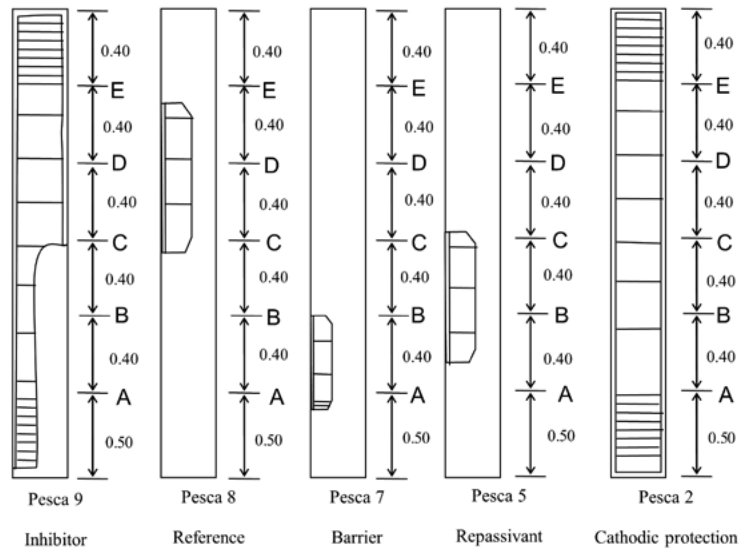


Figure 3. Segmented reinforcing bar to study galvanic current.



Column with corrosion stains at different heights



Patch types tested

Figure 4. Columns on a building in Mexico repaired using different systems.

kg/m³ standard mortar used as a reference repair material in the beam centre was prepared with 530 kg/m³ of the same OPC as in step 1, a w/c ratio of 0.42, a cement: sand ratio of 1:3 and 1.5% (cement wt) of plasticiser. This central area is referred to hereafter as the 'repaired zone'.

The differences distinguishing the various tests consisted in varying: 1) the type of primer or bonding agent used between the new and existing material; 2) the chloride concentration in the mix; and 3) humidity and temperature.

- The primers used were as follows:
 - o System 1: no primer, standard alkaline repassivation with the reference repair mortar.
 - o System 2: single component, high Zn content epoxy resin primer (with 74,8% likely zinc powder at the interface between the hardened primer and the reinforcement) with cathodic protection action. The dry thickness of the primer applied in two coats was estimated by stereomicroscopic means of 330 μm.
 - o System 3: combination barrier/inhibition system consisting in acrylic dispersion with dicyclohexylamine to inhibit corrosion, OPC added with chromium oxide as an anti-oxidising pigment and sodium nitrate (NaNO₃) as a corrosion inhibitor.
 - o System 4: barrier mechanism based on a two-component epoxy resin and hardener.
- Chloride concentration: chloride ion was added to the concretes at a concentration of 0.7%, the threshold value found to induce depassivation, or higher.

The specimens with segmented bars after the 28 days of curing were subsequently stored under the environmental conditions listed below, in order to study the galvanic behaviour under a range of moisture contents [16,19].

1. Repair (8 days after casting).
2. Curing (24 d).

3. Storage at 80% to 90% relative humidity (127 d).
4. Partial immersion (186 d).
5. Air drying (1292 d).
6. Storage at 85% RH (1382 d).
7. Storage at 100% RH (1492 d).

4. *Existing structures studied:* as the existing structures bore no segmented reinforcement, galvanic current could not be measured, although corrosion rate readings were taken with a guard-ringed corrosimeter¹ (see description in a subsequent sub-section). Two case studies were conducted for the present review:

- a. A building in Mexico whose columns (figure 4) exhibited corrosion at different heights on different sides. As the figure shows, the primers tested were based, in one, on a corrosion inhibitor, in the second on barrier formation and in the third zinc powder as cathode protection. Bonding agents between the new and existing concrete were likewise used.
- b. A viaduct on Spain's motorway AP-1 patch² as part of the EXTREPHOR project [25], on which in situ chloride content measuring methods were tested and corrosion rates determined before and after repair. An overview of its split-level junction is shown in the uppermost photograph in figure 5. The middle strip of the figure depicts three stages of pier shaft and the bottom strip three of pier cap repair. The areas affected included the tops of beams and pier caps and shafts. The area repaired extended 10 cm beyond the steel corrosion damage visible when the concrete cover was removed, even where the concrete exhibited no deterioration in those adjacent areas.

¹ GECOR10 corrosion rate meter.

² Repaired by RETINEO.



Figure 5. Viaduct on motorway AP-I (Spain) patch-repaired.³

The repair-protection procedure applied entailed the use of:

- a primer with a corrosion inhibitor, applied to the reinforcement before concrete regeneration with a repair mortar.
- a thixotropic repair mortar bearing organic corrosion inhibitors.
- a fluid mortar in certain areas where thixotropic mortars could not be used.
- a water vapour-permeable, elastic, anti-carbonation, water- and aggressive atmospheric agent ($\text{CO}_2 - \text{SO}_2$)-repellent acrylic resin paint.

2.2. Techniques

This sub-section discusses the techniques used in the EXTREPHOR [25] and XRF-CODE [26] projects⁴.

2.2.1. In situ measurement of concrete carbonation and chloride content

Carbonation can be readily detected with a pH indicator (although phenolphthalein has been identified as cancerogenic, alternative safe substances are now available) applied in situ with no need to retard the sequence of damaged concrete removal. Not all carbonated concrete has necessarily to be removed, however, because the corrosion rate may be low, not been needed the concrete removal. That is, in carbonated concrete the measurement of the corrosion rate is a critical information in order to preserve the original concrete.

Where chlorides are present, the corrosion rate denotes the risk involved, although the chloride concentration in regions

not initially targeted for repair should also be ascertained. Chloride content is much less readily detected in situ than carbonation, however. The sole suitable colour indicator, silver nitrate, routinely delivers erroneous results in situ, among others because it calls for a number of hours of exposure to ultraviolet rays to distinguish between the dark tone of the silver and the pale hue of silver chloride.

As one of the aims of the EXTREPHOR project was to find an in-situ method for analysing chloride content, a number of chemical approaches were studied:

- quick chloride analysis kits used to analyse water quality.
- the chloride ion selective electrode method.
- the swimming pool salinity measurement method.
- the turbidity method.

In light of the drawbacks to these methods for on-site use during repair operations, the literature was reviewed for possible non-destructive methods applicable to concrete. The most promising proved to be X-ray fluorescence (XRF), in use for some time in laboratories and for which handheld devices were beginning to be commercialised (figure 6). Its suitability was studied as part of the XRF-CODE project [26]. The methodology involved appeared to be simple, for the samples did not necessarily require pre-treatment, given that the X-ray beam could be focused on the concrete surface directly. Such devices are fitted with screens that display and record the readings indicative of the proportions in the sample of certain pre-selected elements.

2.2.2. Electrochemical measurements

Essentially two types of measurements are used to study galvanic couples:

- galvanic current (I_{galv}).
- corrosion rate (I_{corr}).

³ By RETINEO.

⁴ Projects implemented by RETINEO and coordinated by Luis Ortega Basagoiti in conjunction with the Eduardo Torroja Institute's Reinforcement Corrosion research team, headed at the time by the first author of this paper.



Figure 6. Handheld XRF device measuring chlorides in a concrete specimen previously exposed to natural seawater.

Although the two measurements are sometimes mistaken for one another or deemed to be synonymous they actually deliver different types of results, as noted in the discussion below. One of the primary differences is that I_{galv} is divided by the area of the anode whereas I_{corr} is divided by the total (anode+cathode) area. They cannot therefore be compared without normalising one of the two currents to the area used in the other.

Measurement procedures included the following.

Galvanic current (I_{galv}) was measured with a zero-resistance ammeter (ZRA) used to take separate anodic and cathodic readings in each segment. The ZRA maintains a null resistance between the two electrodes and measures the current between them at the mixed potential. Measurement timing varied with the type of test.

- o In diffusion cell samples the electrodes could be uninterruptedly connected or otherwise and corrosion rate measured up ($I_{corr, up}$) or down ($I_{corr, down}$) -stream of either the unconnected or the connected (I_{corr} and I_{galv}) electrodes.
- o In the laboratory-prepared beams with all the segments connected, the ZRA was inserted between segments 1

and 2, conventionally deeming the wire connected to segment 1 the cathode (negative pole) and the one connected to segment 2 the anode (positive pole). In other words, when I_{galv} was positive under the conventional layout, segment 2 was anodic relative to segment 1 and vice-versa: when the I_g reading was negative, segment 2 was cathodic relative to segment 1.

After that first reading was recorded, the wires between segments 1 and 2 were reconnected and the ZRA was inserted between segments 2 and 3, with segment 2 as cathode and segment 3 as anode. This same procedure was repeated to measure the I_{galv} in the six inter-segmental intervals, interpreting the signs on the values as described. Each segment's contribution to the total I_{galv} was found by assigning the first reading to segment 1 and the algebraic difference between that and the following value to segment 2 and so on. Since each beam bore both one continuous and one segmented bar, electrochemical analyses could be conducted for each area of the beam separately and its anodic or cathodic behaviour determined.

- a) Further to routine practice, corrosion rate (I_{corr}) was measured in terms of polarisation resistance (R_p), also known as linear polarisation resistance (LPR), which at the same time delivers corrosion potential (E_{corr}) and environmental resistance (R_e) data [27]. The technique deployed consisted in applying a low intensity current to the bar and measuring the change in potential induced. R_p was found as the $\Delta E/\Delta I$ ratio and corrosion rate, I_{corr} , with the expression:

$$I_{corr} \left(\frac{\mu A}{cm^2} \right) = \frac{26}{R_p \cdot Area} \quad (1)$$

Given that in large specimens such as beams or columns or large on-site members the area polarised is unknown, R_p must be measured with a specific corrosion rate meter. Here the instrument used throughout, a handheld device⁵, was fitted with a guard ring that confined the current to a specific area [28]. More specifically, the measuring probe for the central auxiliary electrode housed a guard ring governed by two tiny electrodes inserted between the central and guard electrodes to control the current in the latter, as shown in figure 7. The technique consisted in applying a low intensity current to the reinforcement as depicted in the figure.



On-site corrosion rate meter



Probe with external guard ring

Figure 7. Handheld⁵ as used on site and probe with guard ring, central auxiliary electrode and control electrodes between these two.

⁵ GECOR10 corrosion rate meter.

The corrosion level criteria applied were as set out in RILEM recommendations [29] and given in table 1.

TABLE 1. Corrosion levels and reinforcement condition by corrosion rate value.

Corrosion level	$\mu\text{A}/\text{cm}^2$	$\mu\text{m}/\text{year}$	Rebar condition
Negligible	< 0.1	< 1	Passive
Low	0.1 – 0.5	1 – 5	Depassivated, low humidity concrete
Moderate	0.5 – 1	5 – 10	Active corrosion, medium humidity
High	> 1	>10	Large areas corroding in wet concrete

3. RESULTS

Results are given here only for the tests relevant to the primary aims of the study, i.e., to identify the areas in need of repair and subsequently monitor repair efficacy.

3.1. Diffusion cells

The findings set out in figure 8, drawn from earlier reports [22,24], illustrate the mechanism governing galvanic couple formation. The cell (figure 2) contained a 0.1 M NaOH solution to induce cathodic behaviour in the metal. A bar made of the same steel was placed in a 0.05 M FeCl_2 solution (to intensify anodic behaviour) in the other chamber, deaerated with continuously flowing nitrogen.

The figure shows the corrosion potentials before and after connecting the electrodes. The test was also designed to study the effect of inserting electrical resistance into the circuit to simulate different degrees of concrete saturation. Before con-

necting the steel, the resistance obviously had no effect, with the anode exhibiting values of around -600 mV (calomel) and the cathode of around -400 mV, irrespective of the resistance in the external circuit. After connection, the rebar was not polarised until resistance dipped below 10^4 ohms. At lower values, anodic and cathodic potential tended to converge, as expected, although they did not reach the same value even at very low resistance, for the resistance in the concrete disk was too high to accommodate such concurrence.

3.2. Segmented reinforcement

Results for patch repair of segmented rebar were also extracted from earlier reports, in this case on concrete beams and slabs. Figure 9 shows the variation in galvanic current density (divided by anode area) with the cathode area/anode area (S_c/S_a) ratio [20,21,24]. The figure reproduces separate results for three tests conducted on members with widely differing geometries, with bars set linearly or in parallel. When the ratio rose, i.e., when the anode value declined or the cathode value rose, the galvanic current rose with it. In linear arrangements the initially exponential rise flattened at higher S_c/S_a ratios (i.e., tended to an upper limit) and where the electrodes were set in parallel, the rise was linear. The most significant finding was that the currents did not exceed an anode value of around $30 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ and when the anode was greater than or equal to the cathode the currents were comparatively small, at around $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Of the several inferences that could be drawn from those data, the one of greatest relevance here is that (in the absence of data from other authors) inasmuch as the values concurred for three separate tests, they may very likely be liable to extrapolation to other setups. The expressions given in the figure may, then, be used for the purposes of prediction.

Two trends are depicted in figure 10: the rise in galvanic current with the S_c/S_a ratio in one of the cases analysed previously [24] and the ratio between the pre- and post-connec-

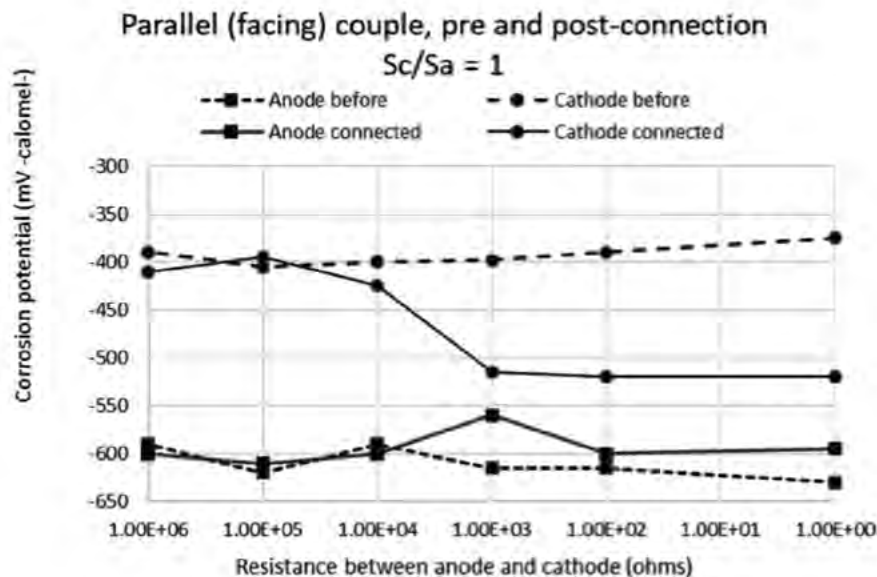


Figure 8. Effect of resistance in the circuit on anode and cathode potential before and after connection (S_c/S_a is the ratio between the surface of the cathode to the surface of the anode).

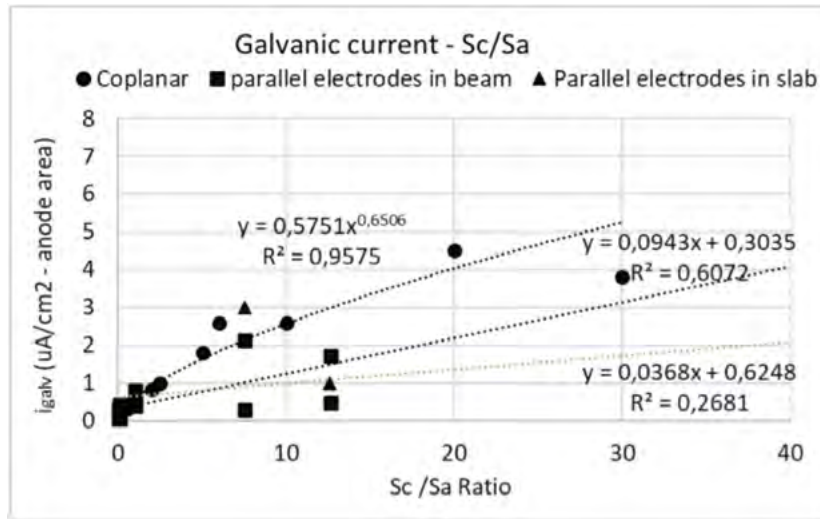


Figure 9. Galvanic current (I_{galv}) vs cathode/anode area (Sc/Sa) ratio [20,21,24].

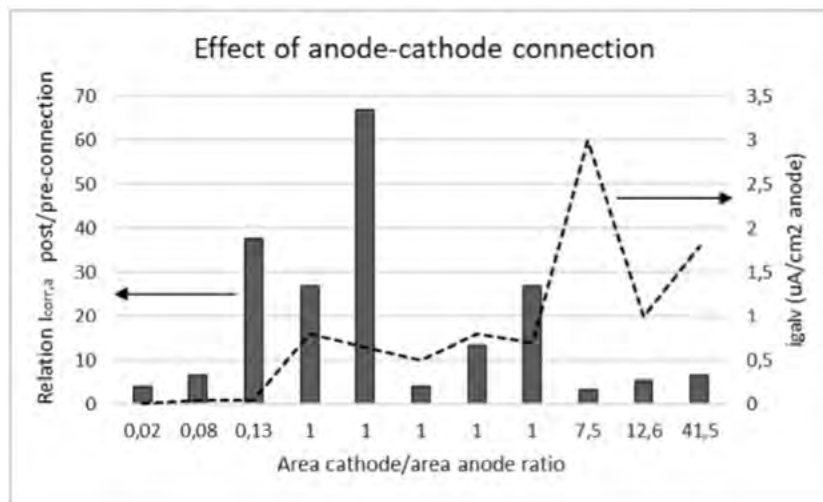


Figure 10. Variation in pre-/post-connection anode current ($I_{corr,a}$) ratio and in galvanic current (I_{galv}) with cathode area/anode area (Sc/Sa) ratio.

tion $I_{corr,a}$ (divided by the anodic area only) [24], (cathodic efficacy, χ):

$$\chi = \frac{I_{corr,a} \text{ after connection}}{I_{corr,a} \text{ before connection}} \quad (2)$$

As that ratio reveals the extent of corrosion intensification when larger cathodes are connected, it can be used to assess the effect of Sc/Sa in terms of its effective value, i.e., the value of the rise in corrosion in the anodic area. Galvanic current accounts for only part of the total, as indicated by the expression:

$$I_{corr} = I_{micro} + I_{galv} \quad (3)$$

The findings showed that corrosion was not accentuated in the anodic area when larger cathodes were connected. The findings might even be deemed odd, denoting high efficacy in area ratios of 1 and insignificant efficacy where such ratios were greater or less than 1. The explanation lies in the position of the segments connected (the test was conducted on a slab with

parallel bars). In other words, circuit resistance had an additional impact whereby efficacy was governed by the combined action of the area ratios and circuit resistance rather than by cathode size alone.

Other tests were conducted on prismatic specimens such as shown in figure 3 [16,19], where the central area of the segmented bar was repaired. In those trials the variations in all the electrochemical parameters with time, environmental temperature and humidity were monitored and the three types of reinforcement primers described above and plotted on the figures 11 to 14, were studied.

Total galvanic current values (not divided by any area) for the seven segments embedded near the top of the member (the three centre-most of which lay in the repaired zone) are given in figures 11, 12 and 13. Measurements were read 3 days after repair (24 d after manufacture), 103 days after repair and storage at 80% to 90% RH and 1492 days after repair, >200 days of which at over 95% RH. The environmental conditions prevailing during the test were sequenced as listed in the sub-section on materials.

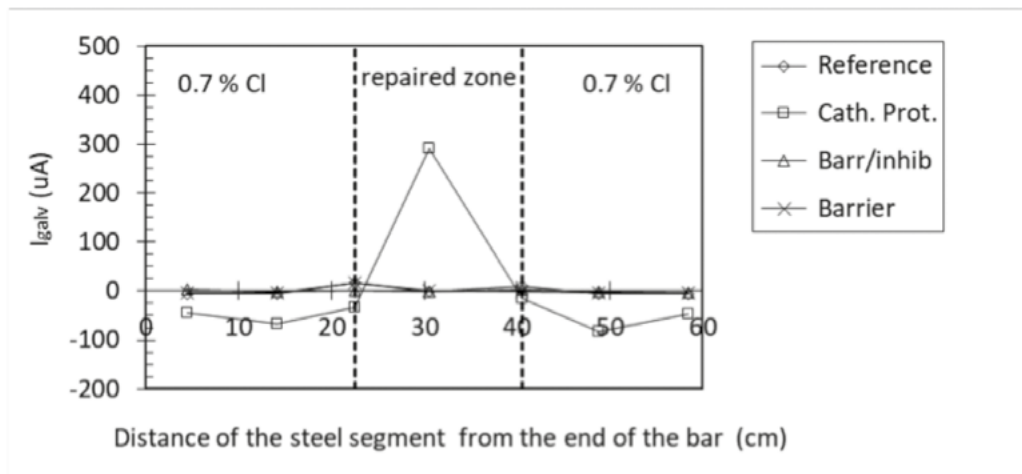


Figure 11. Total galvanic current (I_{galv}) in the seven segments of the bar positioned in the patch repair zone 3 d after repair (anodic behaviour in the repaired zone observed only for the cathodic protection system consisting in zinc powder in polymeric matrix) [19].

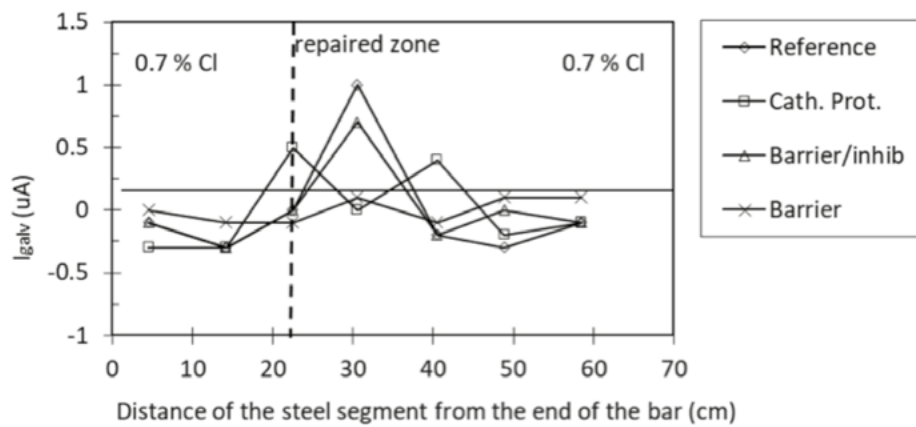


Figure 12. Total galvanic current (I_{galv}) in the seven segments of the bar with the patch repair zone 1492 days after repair (all systems observed to have very low current) [19].

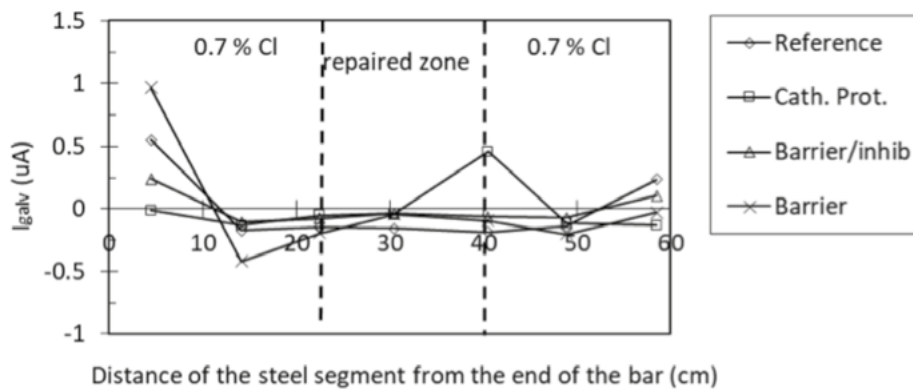


Figure 13. Total galvanic current (I_{galv}) in the seven segments of the bar with the patch repair zone 3 days after repair [all systems observed to have very low current with incipient anodic values in the outer-most segments, possibly attributable to carbonation) [19].

The inference drawn from these findings is that when an area is repaired, the segments in the adjacent areas (in the presence of 0.7% chlorides, somewhat higher than the corrosion induction threshold) begin to corrode, albeit very slightly and for a short period of time. After a few days the currents change sign, adopting negligible values irrespective of subse-

quent temperature and humidity conditions. A comparison of the findings for the primers showed that whereas the ones that formed barriers only or bore both barrier agent and inhibitor exhibited very low galvanic currents, the one containing zinc powder logically afforded cathodic protection, inducing the adjacent areas to act as cathodes.

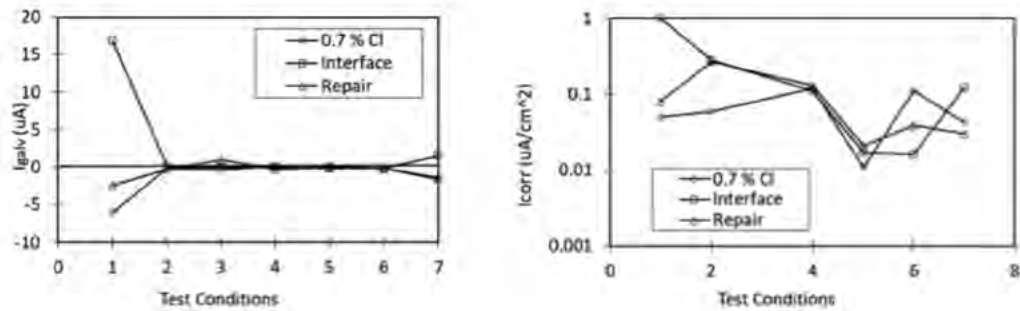


Figure 14. Variation in galvanic current over time (test conditions with time were listed in the Experimental chapter) in the repaired zone, at the repair/existing concrete interface and in the unrepaired zone (left: total galvanic current, significant only in the first few days; right: corrosion rate (< 0.1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ after the first two test conditions) [19].

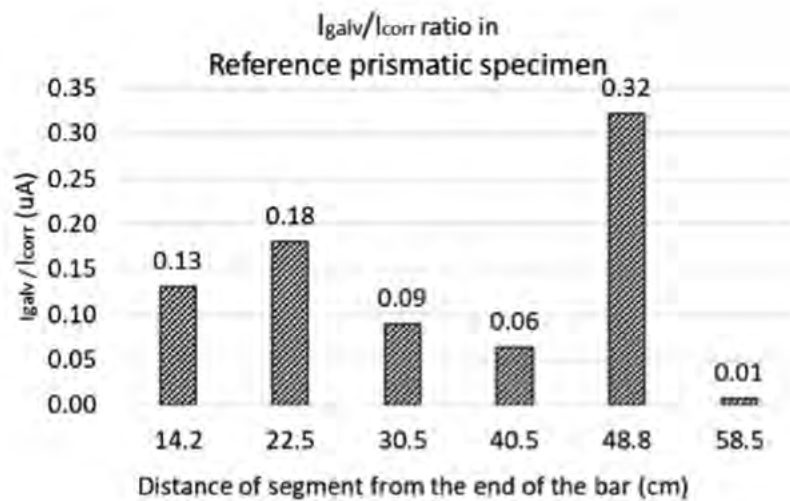


Figure 15. Variation in galvanic current with corrosion rate in the reference specimen [19].

Figure 14, which depicts the reference prismatic specimen [19], confirms the nearly nil galvanic currents and corrosion rates in the repaired central zone, the segment at the interface with the existing concrete and the one in the existing concrete added with 0.7% chlorides. Despite the successive changes in humidity and temperature applied, the findings showed nearly nil corrosion except in the first measurement after repair.

Figure 15, in turn, graphs the relationship between galvanic current and corrosion rate in the reference specimen segments after the last, 109 days test period (around 4.5 years after casting), during which the specimen was stored at 40 °C and >95% RH. Except in one segment, the galvanic current amounted to 20% or less of the corrosion rate. All these findings denoted negligible risk of corrosion intensification, whether or not the steel was primed, although the zinc powder primer was indisputably effective for it afforded the adjacent areas extra protection.

The use of bonding agents [15, 18] between the new and existing concretes was found to be beneficial, for they also reduced corrosion rates in the adjacent areas slightly.

3.3. Repaired viaduct

Figure 16 gives some of the high corrosion values measured in the pier cap on the viaduct prior to repair and the readings

around the zone on a pier under repair denoting passivity in the adjacent regions.

4. DISCUSSION

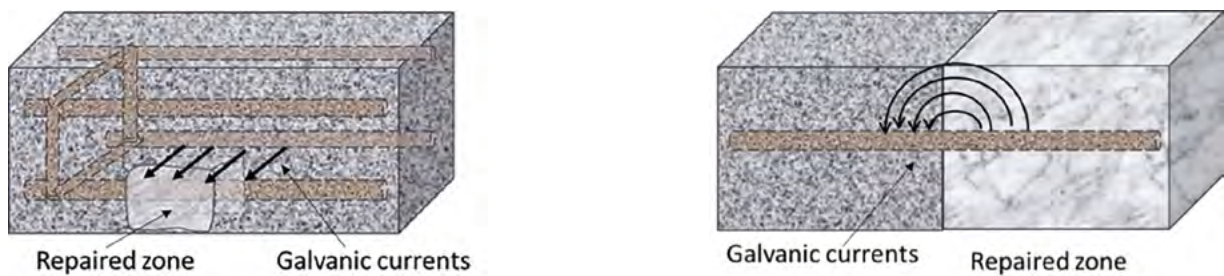
The discussion below of some of the basic principles of galvanic current relevant to patch repair is followed by remarks on primer action and the extent of concrete removal and repair recommended. It also describes detection techniques, the key to ensuring long-lasting repair.

4.1. The galvanic couple: basic characteristics

A galvanic couple is defined to exist when two metals come into contact in the same electrolyte or when a potential difference arises in one and the same metal due, for instance, to surface roughness. A current is then generated between the two metals or between the areas with different potential in the same metal to offset the difference in potential. One metal or area (the anode) donates electrons to the other (cathode). The resulting current (I) follows Ohm's law:



Figure 16. Left: corrosion values on the viaduct pier cap prior to repair; right: corrosion values during repair on a viaduct pier.



Galvanic couple on parallel bars

Galvanic couple on the same bar

Figure 17. Left: galvanic currents in parallel bars; right: galvanic current in linear bars.

$I = dE/R$, where dE is the difference in potential and R circuit resistance.

As figure 17 shows, resistance in the medium varies depending on whether the metals or zones are linear or parallel, as does galvanic current distribution, which is uniform where the electrodes are parallel and tends downward with rising distance in linear layouts. The parallel couples depicted simulate situations where rebars parallel to the repaired bar are electrically connected to it across stirrups, whilst linear couples are generated on the repaired bar in areas adjacent to the repaired zone. The latter may also be found on the sides of the specimen or member where parallel couples may exist as well.

Another essential principle is that steel corrosion in concrete develops primarily in response to microcells [12,20], i.e., as discussed in the results section, the corrosion rate is governed primarily by the many cells generated in the corroded area, whilst the galvanic current in a macrocell accounts for only a small proportion of the total current (figure 18 and Equation [3]).

To put it another way, given the high electrical resistance in concrete, corrosion ensuing from the creation of electrical circuits through the material is the result of circuits covering short distances (microns to cm) rather than of circuits involving ion movements across longer distances. The exception is underwater concrete, where the external medium favours the circulation of galvanic currents.

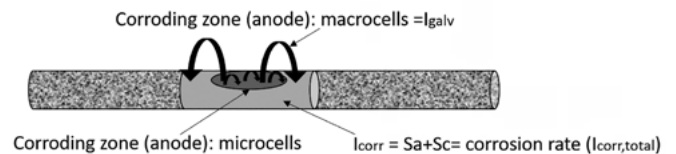


Figure 18. Corrosion generated primarily by microcells (intensity generally lower in macrocells; cathodic area limited by electrical resistance in circuit).

That explains why the action of patch repair-induced macrocell couples is confined to a small distance and scantily significant along the interfaces of repaired/existing zones, where they persist only in the short term. If the areas adjacent to repaired zones corrode, it is either because they contained chlorides at higher than the critical concentration or were carbonated.

4.2. Scope of galvanic currents in patch-repaired zones

Figures 11 through 14 show that galvanic current is detected in the first few days after repair in the areas closest to the interface but not at all in more distant regions. Two inferences may be drawn from those data.

1. Prior to patch repair the severely corroded area may cathodically protect the closest adjacent areas. In other words, the corroded areas act as sacrificial anodes for the

adjacent areas. That was verified in the study of the column (figure 4), where anodic and cathodic zones were detected along one and the same bar and the effect observed to be more intense in the lower, more corroded region.

2. The cathodic protection afforded by corroded areas vanishes when they are repaired whilst the reverse effect, conversion to a cathode with intensified corrosion in the unrepaired area, is short-lived (figure 14). Consequently, such adjacent areas undergo post-repair corrosion not because a cathode was created in the repaired zone, but due to the presence of chlorides at higher than critical concentrations or the persistence of carbonation.

In other words, failure to remove all the contaminated concrete during repairs has implications not because the post-patched passive zones intensify corrosion, but because prior to repair part of the area failed to corrode as a result of the sacrificial anode role played by the corroded areas. When such 'sacrificial anodes' disappear, the contaminated areas previously protected by that galvanic action begin to actively corrode.

The tests prove that the scope of both the prior cathodic protection and of its subsequent reversal is restricted to a distance of a few cm. In submerged members, the area involved may be greater due to the lower electrical resistance of the medium. In addition, it depends on the existence or otherwise of an external liquid environment where the currents can circulate and of course on the conductivity of that liquid, which is very high in the case of seawater, where significant galvanic effects may arise.

4.3. Primer action

One way of completely eliminating any possible albeit limited cathodic action in the newly repaired zone is to apply a primer to the repaired rebar or bonding agents to interrupt the cross-concrete circuit. Primers are likewise recommended by manufacturers to raise the bonding strength of the new material, for the ribs on the existing reinforcing steel may have partially or wholly worn away. Primers improve bonding, then, constitute additional protection in the repaired zones and can eliminate potential macrocell couples. Such couples may also be eliminated with agents designed to enhance bonding between the existing concrete and the new repair material [18].

The primer action illustrated here in figures 11, 12 and 13 [15,16,19] was shown to depend on the nature of the primer. All these products eliminated or minimised the galvanic currents appearing in the early days after repair, while the epoxy-zinc primer even inverted the effect, for it afforded cathodic protection in the unrepaired zones. That cathodic action ceased when all the zinc in the primer oxidised but sufficed to retard any initial corrosion in the adjacent areas, even where contaminated. Upon depletion of the zinc, corrosion would begin in those areas, however.

The epoxy primer whose sole effect was to generate a barrier eliminated the galvanic current altogether, although no significant change in behaviour relative to the reference was observed, for where the adjacent areas were highly contaminated, they corroded to much the same extent as they would in the absence of the primer. Primers bearing an inhibitor

might be thought to intensify the cathodic effect in the repaired zone. The findings for the product tested here, however, showed the effect to be insignificant relative to the reference, where the new material passivated the steel in a manner similar to that observed in the reference.

That attests to the importance of identifying not only the type of primer, but the application conditions in the repair, since small manufacture or behavior differences can mislead the understanding. This was the case of the repaired columns in a public building in México (figure 4) where were tested primers of the same type (cathodic or inhibitor or re-passivant or barrier) but from different manufacturers, or different qualities from the same manufacturer. These differences, however, were not reflected into the galvanic currents recorded between repaired and non-repaired zones that were very similar in all cases and irrespective of the size of the repaired (cathodic) to non-repaired (anodic) zones.

The primers of the same type (inhibitory, re-passivating or barrier) but of varying quality or sourced from different suppliers used in the example in figure 4, a column on a government building in Mexico, exhibited significant electro-chemical differences, further to table 2 in reference [15]. That circumstance might lead to misinterpretation of the effect of the respective primers on the galvanic behaviour presumably induced by repair.

4.4. Detection of contaminated areas⁶

As noted in the introduction, when damage (cracks and rust stains) is initially detected, with a view both to cost considerations and to ensuring minimal alteration of the integrity of the original concrete, the general trend is to repair only areas with visible damage. A balance must be struck, then, between the avoidance of the need for re-patching every so often in areas newly de-passivated when passivity is restored in visibly damaged, but subsequently repaired zones, and structural alterations due to concrete removal. That issue is particularly problematic where the concrete is neither obviously cracked nor weakened. More than that, the structural behaviour of the repaired structure, a question not addressed here, may be significantly impacted by the properties of the existing and new material. Hence the importance of clearly delimiting the zones in need of de-rusting and restoration, even where they exhibit no outer damage.

That very basic purpose of inspection may be broached in two ways:

- a) by analysing chloride content or carbonation in the areas adjacent to the one to be repaired and removing concrete until non-contaminated material is found,
- b) by measuring corrosion rate electrochemically both before and after repair.

Given the direct relationship between cost and extent of repair, owner and hired contractor are bound to have different opin-

⁶ This issue of repairing sufficiently without overdoing was of such concern to Luis Ortega Basagioiti that it led him to propose two research projects on behalf of RETINEO, one (EXTREPHOR) (26) funded by the Ministry of the Economy and Competitive Affairs (INNPACTO Programme) and the other (XRF-CODE) [27] by the CDTI (Spanish Centre for Industrial Technological Development). The aim was to explore technologies that would most effectively and economically identify contaminated areas *in situ*.

ions about the economic dimension of patching. As in any other field where virtue lies in the middle ground, defining general rules or quantifying with no heed to the specific case at hand is no easy task, for social cost and heritage value may tip the scales toward more or less extensive repair. In a visibly damaged concrete with heritage value, for instance, the ideal approach would be to remove as little concrete as possible, even at the risk of subsequent depassivation in other areas. In concretes not deemed to be cultural assets, in contrast, all the material where contamination is suspected should be removed to prevent the reinforcement from deteriorating further, providing structural behaviour is not compromised. That calls for detailed inspection based on more than mere visual observation.

4.5. On-site analysis of carbonation and chloride content

The interest to find out how much concrete is necessary to be removed led to study different site methods to analyse chlorides. Those studied are summarized in [table 2](#) below.

TABLE 2.
Types of on-site chloride analysis tested.

METHODS FOR IN SITU CHLORIDE ANALYSIS METHODS		
	ADVANTAGES	DRAWBACKS
- Quick chloride analysis kits used to analyse water quality	Accurate if the right range is found	<ul style="list-style-type: none"> - A powder sample is required. - The powder must be dissolved in acid or water. - It calls for laboratory procedures (Mohr or diphenylcarbazone method). - The kits are for pre-defined chloride ranges.
- Chloride ion selective electrode method	Accurate if electrode pre-calibrated	<ul style="list-style-type: none"> - A powder sample is required. - The powder must be dissolved in acid or water. - The electrode is expensive.
- Swimming pool salinity measurement method	Less expensive than the selective electrode method	<ul style="list-style-type: none"> - The sample must be prepared in the same manner. - It measures not chloride but sodium.
- Turbidity method	The simplest of the chemical procedures	<ul style="list-style-type: none"> - It is qualitative only. - The sample must be prepared in the same manner.
- Silver nitrate colorimetric method directly on concrete	Colour-based and therefore very simple	<ul style="list-style-type: none"> - The colours are not clearly distinguishable in on-site scenarios.
- On-site FRX	Immediate, on-site results The operator needs no knowledge of chemical analysis.	<ul style="list-style-type: none"> - The instrument is expensive. - The instrument must be calibrated.

The conclusions drawn from a study of the various techniques for detecting chloride contamination in the remaining concrete

included the following.

1. One basic issue is whether to work directly on the concrete as it stands or take a sample that needs to be subsequently ground and dissolved:
 - a. in acid to determine total chlorides
 - b. in water to determine unbound chlorides. The most suitable procedure for such analyses is set out in RILEM's recommendation 'Analysis of water-soluble chloride content in concrete' [30], which entails dissolving the sample in 50 mL of distilled water and filtering immediately after just 3 min. At longer times part of the total chlorides may dissolve.
2. The kits designed for field measurements call for know-how generally lacking among structural repair personnel, namely a certain minimal understanding of chemistry and toxic substance handling. The Mohr method or use of diphenylcarbazone involved in their deployment calls for specialised personnel. And as these kits are intended for specific detection ranges for any given silver nitrate concentration, multiple analyses may be needed to find the right range.
3. The turbidity method (acid medium added with silver nitrate) is somewhat simpler than the kits, for as it is qualitative only test tubes can be prepared in advance and the ground cement simply added in situ. The personnel involved must nonetheless be qualified to interpret the turbidity observed or be furnished with standard samples ([figure 19](#)) for, as inferred by the figure, drawing distinctions is not always straightforward.

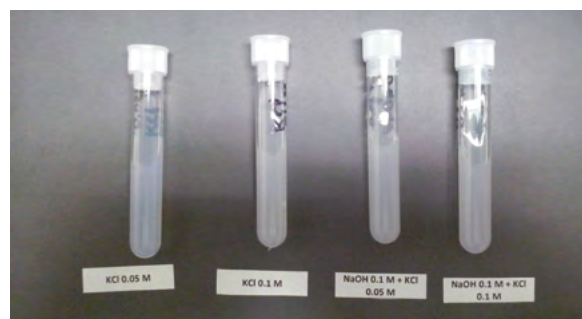


Figure 19. Turbidity test based on nitric acid and silver nitrate.

4. The selective chloride ion electrode method is certainly promising for it calls for no chemicals except acid if the aim is to determine total chlorides. Samples can be placed into pre-prepared test tubes, although they must be weighed, for as the trial is quantitative the results are referred to sample weight. That, in turn, entails bringing a small balance to the worksite.



Figure 20. Selective chloride electrode test.



Figure 21. Colour-based silver nitrate indicator chloride test on concrete.

5. The electrode-based salinity measurement system used to monitor swimming pools (figure 20) does not measure chlorides per se, but sodium or conductivity. While it is much less expensive, then, the device is not recommended for it only measures chloride directly if it forms part of sodium chloride. It also calls for prior sample weighing and dissolution in acid or water.
6. The method involving spraying silver nitrate directly on the concrete is not recommended either, due to its scant sensitivity in on-site concrete. Figure 21 depicts in the left the case of specimens submitted to chloride diffusion in the laboratory (the white zones are those where the chlorides arrive during the test time) and in the right is shown an area of the pier cap on the viaduct described earlier where the silver nitrate utterly failed to distinguish between the chloride-contaminated and non-contaminated areas. The front is typically difficult to distinguish on site, where contamination is irregular.

All these limitations informed a search for alternative methods. In light of the incipient development at the time of handheld X-ray fluorescence (XRF) instruments, a second CDTI project was applied for (XRF-CODE) [26] to study the feasibility of their use for this purpose. The instrument initially used is depicted in figure 6.

The widespread use of XRF for elemental analysis had been extended by the authors' team to analyse chloride profiles in concretes. As up to 20 samples ground mm to mm in depth are required, drawing such profiles entails multiple testing. The acquisition of an X-ray diffractor and fluorescence facility⁷ made it possible to analyse 48 samples simultaneously [31], greatly enhancing test efficacy. The drawback to the procedure is that as the composition measured is a percentage

of all the compounds in the sample, it calls for pre-calibration against standard samples with known chloride contents. Figure 22 calibrates portable XRF-detected chloride concentration (in ppm) against the potentiometric findings for three standard samples with widely differing values and for the two chloride profiles plotted in figure 23. According to the latter the handheld XRF delivered readings somewhat lower than the potentiometric method. After optimisation during the project, the measuring procedure yielded a very acceptable correlation. Handheld XRF devices facilitate on-site repair, for the readings can be interpreted by personnel with no specialised chemical analysis training.

4.6. Corrosion rate measurement

Both as a supplement to carbonation and chloride analyses and in its own right, corrosion rate measurement provides indispensable information during inspection as well as during and after repair to confirm efficacy, defined in terms of the $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ceiling rate set out in the respective RILEM recommendation [29]. This technique can be used for continuous and comprehensive monitoring throughout, i.e., during and after repair. This applies even if the repair material or the coating is polymer-based, because if these materials are insulators for the electrical current, this is detected by the impossibility to measure the corrosion rate, but precisely if the corrosion rate can be measured it is a sign of deterioration of these materials. That is, the corrosion rate measurement is a manner to detect integrity of epoxy/polymer-based repair materials: as soon as their resistivity lowers and measures are feasible, it is an indication on its deterioration.

Corrosion rate testing for comparison of the findings to the aforementioned limit must be conducted in moist concrete, inasmuch as the values may dip to below $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ in dry material, for corrosion requires moisture. The concrete

⁷ Fluorescence facility of the IETcc.

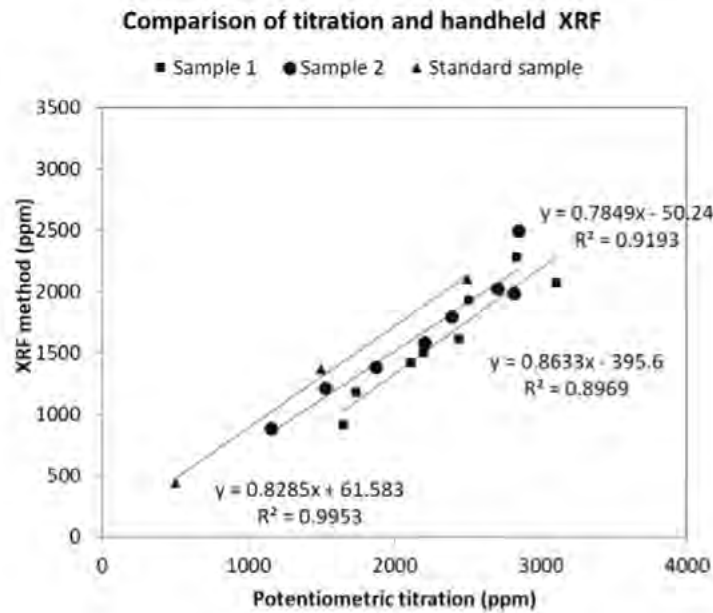


Figure 22. X-ray fluorescence/ traditional potentiometric titration procedure calibration in standard samples bearing known chloride concentrations and for two chloride profiles.

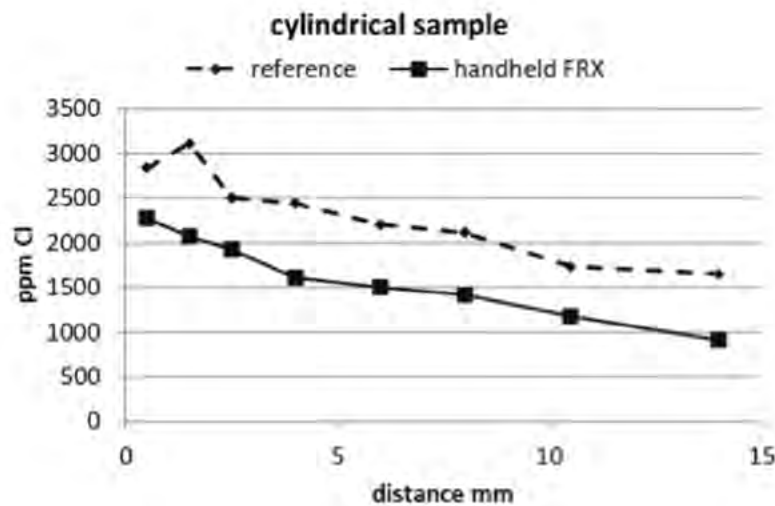


Figure 23. One of the chloride profiles used in the preceding figure, showing the difference between XRF and potentiometric values.

is sufficiently moist if exposed to rain or seawater spray. If the concrete does not come into direct contact with water or is exposed to high temperatures possibly favouring evaporation of its water content, it may not retain sufficient moisture to support corrosion. Consequently, testing should be conducted in the winter or after abundant rainfall.

In addition to the impact of climate on concrete moisture [32], the project findings revealed that certain repair materials exhibited corrosion rate values $>0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Although the possible reasons were not explored, they must have had to do with the inhibitors added or differences in pH relative to OPC. In such cases testing must be repeated some weeks

later to verify whether the values drop below the upper I_{corr} limit defined.

The measuring procedure is summarised briefly below.

Pre-repair - corrosion rate measurements detect the most severely corroded areas, i.e., the location of anodes (where corrosion rate is highest) and cathodes (lower rates), as depicted in figure 16, and verify whether the cathodic areas are passive ($I_{\text{corr}} < 0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) or have a lower I_{corr} but are corroding. Merely comparing the values observed suffices to identify the areas most severely affected irrespective of their appearance

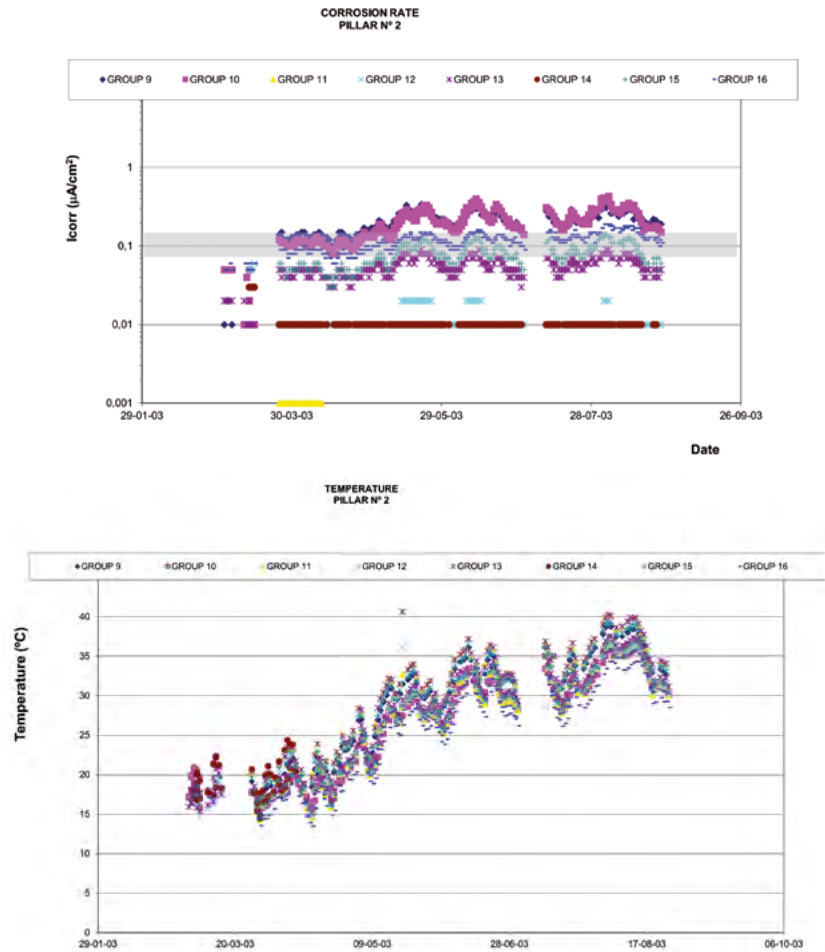


Figure 24. Up: corrosion rate values for a viaduct; and down: temperature values for the same timeframe (note the increase in I_{corr} with temperature and the similar pattern of variation of the two parameters).

and on those grounds establish the most suitable order for repair.

During repair - once the areas where the concrete must be removed are defined, measurements may be made in the adjacent regions (figure 16) to verify possible changes in behaviour after the contaminated concrete is removed and the reinforcement cleaned. A rise in the corrosion rate in the adjacent areas would be indicative of incipient depassivation and help determine the advisability or otherwise of using a primer or bonding agent to eliminate or mitigate the galvanic effect of the repair.

Post-repair - the test should be run to verify that none of the areas involved has an I_{corr} value that would denote more or less immediate future deterioration. In the viaduct used as an example here, such verification testing revealed that the corrosion rate did not exceed $0.1 \mu A/cm^2$ anywhere in the structure, enabling owners to substantiate repair efficacy.

Corrosion rate sensors indisputably constitute the most effective way to monitor structures in the long term, a subject explored in the strategic philosophy chapter of the aforementioned projects [25,26]. The advantages/disadvantages of sensors were analysed in response to the difficulties they posed to owners to interpret the readings and handle the data, for corrosion rate changes with the weather and interpretation

requires a fair degree of specialisation. The data for a viaduct plotted in figure 24 show that corrosion rate is impacted by (i.e., rises with) temperature. Events such as electric storms, in turn, may induce variations in magnetic conditions, favouring the appearance of outlier values that must be discarded or even causing data measurement or transmission facility outages. Where sensors are used, their interpretation should be guaranteed by the supplier as a service, or the owners should be ensured access to the respective artificial intelligence algorithms.

5. CONCLUSIONS

The most prominent conclusions to be drawn from the foregoing are set out briefly below.

1. Patch repairs may fail to remove all the contaminated concrete, risking further reinforcement corrosion that would require successive interventions. That circumstance lies at the root of the dilemma of how much to repair. In the absence of severe structural implications, that owner decision should be informed by expert opinion and subject to monitoring the repaired structure.

2. None of the tests conducted by the authors to study the behaviour of galvanic couples, specifically those generated by patch repair, has yielded evidence that such action intensifies corrosion in the adjacent areas. What was noticed is that the adjacent zones start to corrode because they are contaminated with chlorides and that the repassivation of the repaired zone does not enhance the corrosion of the adjacent zones, except in the first days after repairing. Simply the repair halts to act as sacrificial anode.
3. After repassivation, however, the damaged regions are observed to no longer act as sacrificial anodes for those in the immediate vicinity. The presence of contamination in the adjacent zones would consequently induce reinforcement corrosion.
4. Reinforcement primers and bonding agents of the types described here mitigate corrosion in the adjacent areas in the short term, although at longer times their effect is negligible.
5. Good pre-repair diagnosis to detect contaminated areas has been found to be a key to assessing the scope of repair, an issue with substantial financial and safety implications. The techniques to identify any residual contamination include:
 - a. carbonation testing, which is readily accessible given the availability of effective colour-based pH indicators.
 - b. chloride testing, which in contrast calls for laboratory analysis, although handheld X-ray fluorescence instruments highly compatible with fieldwork hold particular promise in this regard, despite the need for pre-calibration.
 - c. in-situ corrosion rate measurement, which is an essential technique that supplements the other two, for it determines whether the repair was effective by showing, immediately or several weeks after repair, whether corrosion rates lie below the $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ recommended ceiling when measured in moist concrete.

Acknowledgements

The testing discussed hereunder, as well as the RETINEO company initiative and the additional studies mentioned, were funded by the Institutes of the authors' respective countries (for C. Andrade, the Institute for Construction Science "Eduardo Torroja", a National Research Council body). The authors also wish to note that Luis Ortega Basagoiti, working out of RETINEO, consistently stressed the importance of further study of the issue of how to define the extent of repair and to detect the implications of patch repair for the adjacent areas. Whilst the authors had studied before the subject from an academic perspective, the EXTREPHOR and XRF-CODE projects constituted a highly propitious avenue for applying scientific findings to everyday practice. Carmen Andrade is thankful for the opportunity she was afforded to admire Luis's rigorous approach to research when participating with him and other GEOCISA company colleagues in some early European research projects (for example, the drafting of the CONTECVET Manual on corroding structures), as well as in many subsequent activities and more recently when he presided the

Association ARPHO. The two projects described here on the effect of patch repair provided an occasion, unfortunately the last, to continue to discover and benefit from his countless scientific pursuits. The authors are gratified to participate in this tribute to his memory and thank RETINEO for permission to mention some of the developments and findings stemming from its EXTREPHOR and XRF-CODE projects.

References

- [1] Tilly, G.P., Jacobs, J. (2007) Concrete repairs - performance in service and current practice – *CONREPNET Report*. Editor: IHS BRE Press, Watford, UK - <https://www.brebookshop.com/details.jsp?id=321262>.
- [2] Jacobs, J., Fuzier, J.P., Tilly, G., de Voy, J., Andrade, C., Martínez, I., Vimmr, V., Vimmr, T. (2007)- Achieving durable repaired concrete structures: Adopting a performance-based intervention strategy - Editorial: Watford, UK, IHS BRE Press – *CONREPNET* - Ed. S. Matthews, M. Sarkkinen, J. Morlidge - ISBN: 978-1-86081-970-4.
- [3] Nagataki, S., Otsuki, N., Moriwake, A., Miyazato, S., Shibata, T. (1996) "Macro-Cell Corrosion on Embedded Bars in Concrete Members with Joints," in *Conference on Durability of Building Materials and Components* (England: Chapman and Hall), p. 411- 420. 2.
- [4] Helene, P.R., Monteiro, P.J.M. (1997) "Can Local Repairs be Durable Solutions for Steel Corrosion in Concrete Structures", ed. R.N. Swamy, in *Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, vol. 2 (Sheffield, UK: Sheffield Academic Press), p. 1,525-1,538.
- [5] Schiessel, P., Breit, P.W., Raupach, M. (1994) "Durability of Local Repairs on Concrete Structures Damaged by Reinforcement Corrosion" in *ACI SP-145 on Durability of Concrete*, Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, p. 1,195-1,215.
- [6] Schiessel P., Raupach M. (1991) Macrocell steel corrosion in concrete caused by chlorides. In: Malhotra VM (ed) *Montreal 2nd CANMET/ACI international conference on durability of concrete*, pp 565–583.
- [7] Raupach M. (2020) Models for the propagation phase of reinforcement corrosion – an overview. *Materials and Corrosion* 03 August 2006.
- [8] Arya, C., Vassie, P., (1995) "Influence of cathode-to anode area ratio and separation distance on galvanic corrosion currents of steel in concrete containing chlorides", *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No.5, pp. 989-998.
- [9] Song, X., Liu, X., (2000) "Experimental research on corrosion of reinforcement in concrete through cathode-to-anode area ratio", *ACI Materials Journal*, Vol. 97, No.2, pp.148-155.
- [10] Pruckner F., Gjørsv O.E. (2002) Patch Repair and Macrocell Activity in *Concrete Structures- Materials Journal* vol 99, no.2 pp 143-148.
- [11] Barkey D. P. (2004) Corrosion of Steel Reinforcement in *Concrete Adjacent to Surface Repairs- Materials Journal* – vol. 101, no. 4, pp 266-272.
- [12] Mansfeld F. (1971) Area relationship in galvanic corrosion- *Corrosion* vol. 57 no. 7 pp 552-554.
- [13] Berke N.S., Shen D.F., Sundberg K.M. (1990) Comparison of the polarization resistance to the macrocell corrosion technique. In: Berke NS, Chacker V., Whiting D, (Eds) *Corrosion rates of steel in concrete* ASTM STP 1065, pp 38–51.
- [14] Castro-Borges, P., Córdova-Quintal M., (2013) Galvanic behavior of reinforced concrete before and after repairs with selective use of 304 stainless steel", *International Journal of Electrochemical Science*, 1, 390-405.
- [15] Castro Borges, P., (2011) Use of primers as a concrete repair method in corroded columns of buildings exposed to a tropical marine environment. Influence on adjacent zones, *Corrosion Journal NACE*, 9, 0096001-1 - 0096001-8.
- [16] Andrade, C., Castro, P., Pazini, E., (2008) Influence of temperature on the galvanic current induced by a localized repair when using primers to the reinforcement, *Materials and Structures RILEM*, 41, 351-361.
- [17] Castro-Borges P., Balancán M., Moreno E. I., Chan-Cabrera J. H., (2007) Primers to the reinforcement in mortars. Effectiveness as a function of primer type, exposure conditions and amount of NaCl, *Corrosion NACE*, 3, 231-239.
- [18] Castro P., Moreno E.I., Alpuche J.E. (2003) "Electrochemical performance of a localized repair. Effect of applying a primer and a bonding membrane", *Materiales de Construcción*, 271, pp135-144.

- [19] Castro P, Pazini E., Andrade C., Alonso C., (2003) The macrocell activity in slightly chloride contaminated concrete induced by reinforcement primers", *Corrosion NACE*, 6, 535-546. (15-22)
- [20] Andrade C., Maribona I. R., Feliú S., González J. A., Feliú S. Jr., (1992) The effect of macrocells between active and passive areas of steel reinforcements, *Corrosion Science* 33 pp. 237-249.
- [21] Alonso C., Andrade C., Farina J., López F., Merino P., Novoa X. R., (1995) Galvanic corrosion of steel in concrete, *Materials Science Forum*, 194 pp. 899-906.
- [22] Garcés P., Andrade C., Saez A., Alonso M.C. (2005) Corrosion of reinforcing steel in neutral and acids solutions simulating the electrolytic environments in the micropores of concrete in the propagation period. *Corrosion Science* vol. 47 289-306.
- [23] Keddam M., Nóvoa X.R., Soler L., Andrade C., Takenouti H. (1994) An equivalent electrical circuit of macrocell activity in facing electrodes embedded in cement mortar. *Corrosion Science*, Vol.36, nº 7 pp 1155-1166.
- [24] Andrade C., Rz- Maribona I., Feliu S., Gonzalez J.A. (1992) Macrocell versus microcell corrosion of reinforcements placed in parallel. *NACE-92* paper no. 194.
- [25] Ortega L.M. (2013) Desarrollo de una metodología de detección de la extensión de la corrosión y reparación eficaz del hormigón, EXTREPHOR- *Memoria Proyecto INNPACTO 2012* (IPT-2012-0384-380000) financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad.
- [26] Ortega L.M. (2016) Técnicas Avanzadas de Análisis de Espectrometría por Fluorescencia de Rayos X (XRF-CODE) *Memoria del Proyecto* financiado por CDTI EXP- 00081348/IDI-20160052.
- [27] Andrade C., Gonzalez J.A. (1978) Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements, *Werkstoffe und Korrosion*. 29, 515.
- [28] Feliú, S., González, J.A., Feliú, S.Jr., Andrade, C. (1990) "Confinement of the electrical signal or in-situ measurement of Polarization Resistance in Reinforced concrete" *ACI Mater. J.*, 87, pp 457.
- [29] Andrade C., Alonso C., Gulikers J., Polder R., Cigna R., Vennesland Ø., Salta M., Raharinaivo A., Elsener B. (2004). "RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion. Recommendations Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method." *Materials & Structures* 37(273): 623-643.
- [30] Castellote M., Andrade C. (2002) Analysis of water-soluble chloride content in concrete. RILEM Recommendation of TC-178, Testing and modelling chloride penetration in concrete", *Materials and Structures*- vol. 35 pp 586-588.
- [31] Andrade, C., Sagrera J. L., (2000). Several years study on chloride ion penetration into concrete exposed to Atlantic Ocean water. *2nd International Rilem Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete* 19: 121-134.
- [32] Andrade C., Castillo A. (2003) Evolution of reinforcement corrosion due to climatic variations. *Materials and Corrosion*. Vol 54, Issue 6, pp 379-386.

Assessment of the Efficiency of Strengthening Solutions in Concrete Structures by Means of Non-linear Step by Step Analysis Models

Evaluación de la eficiencia de soluciones de refuerzo en estructuras de hormigón mediante análisis no lineal evolutivo

Antonio Marí Bernat^a, Jesús M. Bairán García^a y Eva Oller Ibars^a

^a Department of Civil and Environmental Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya

Recibido el 30 de noviembre de 2020; aceptado el 12 de febrero de 2021

ABSTRACT

When designing a structural strengthening solution, the influence of the previous state of the structure on the capacity of the strengthened structure must be evaluated. In addition, strengthening interventions may involve operations such as partial unloading of the structure, placement and removal of temporary shores, application of loads or pre-deformations, restoring of damaged reinforcement or spalled concrete or constraining of lateral strains. Therefore, changes in the cross-section geometry and reinforcement, longitudinal scheme, support conditions, loads and state of stresses and strains, may take place. Furthermore, occurrence of phenomena producing a premature failure or a change in the failure mode, should be avoided. In order to account for such a large variety of causes and phenomena affecting the structural response, a nonlinear and time-dependent analysis model of 3D reinforced and prestressed concrete frames, capable of capturing different failure modes and taking into account the structural history, is described. The model has been verified with tests on strengthened structures available in the literature and has been applied to an actually remodeled structure, comparing the advantages and disadvantages of two different strengthening proposals, showing its capabilities to assess the efficiency of structural strengthening systems.

KEYWORDS: Strengthening, remodelling, non-linear analysis, assessment, reinforced concrete, prestressed concrete.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

Al diseñar una solución de refuerzo estructural, se debe evaluar la influencia del estado tenso-deformacional previo de la estructura en la capacidad portante de la misma después del refuerzo. Además, las intervenciones de refuerzo pueden involucrar operaciones tales como la descarga parcial de la estructura, colocación y retirada de puntales provisionales, aplicación de cargas o pre-deformaciones, restauración de armaduras dañadas o hormigón desconchado o constreñimiento de deformaciones laterales. Por tanto, pueden producirse cambios en la geometría de la sección transversal y en la armadura, en el esquema longitudinal, en las condiciones de apoyo, en las cargas y en el estado tensodeformacional. Además, debe evitarse la aparición de fenómenos que produzcan el fallo prematuro o un cambio en el modo de rotura. Para tener en cuenta la gran variedad de causas y fenómenos que afectan la respuesta estructural, en este artículo se describe un modelo de análisis no lineal evolutivo en el tiempo de pórticos tridimensionales de hormigón armado y pretensado, capaz de captar diferentes modos de rotura y teniendo en cuenta la historia de la estructura. El modelo ha sido verificado reproduciendo ensayos sobre estructuras reforzadas disponibles en la literatura y ha sido aplicado a una estructura real remodelada, comparando las ventajas y desventajas de dos propuestas de refuerzo diferentes, mostrando su capacidad para evaluar la eficiencia de los sistemas de refuerzo estructural.

PALABRAS CLAVE: Refuerzo, remodelación, análisis no-lineal, evaluación, hormigón armado, hormigón pretensado.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: eva.oller@upc.edu (Eva Oller Ibars).

1. INTRODUCTION

Strengthening of structures may be necessary, among other reasons to: 1) restore the load carrying capacity and functionality of structures deteriorated or damaged by environmental or mechanical actions; 2) resist increments of loads due to changes in the use of the structure or in the nominal loads established by the design codes; 3) seismic retrofit or adaption of the structure to resist extraordinary actions; 4) allow the remodelling or enlargement of structures; and 5) modify the dynamic response, avoid inadmissible vibrations or resonance [1–5].

Faced with one of these situations, there is a number of actions to be carried out. These actions are: 1) identify the problem and characterize the state of the structure; 2) define the objectives of the intervention; 3) propose alternative solutions; 4) evaluate the resistant capacity of the original structure; and 5) evaluate the capacity of the strengthened structure in order to assess the efficiency of the intervention.

Among the many types of interventions, those that can be considered the most common are [6–9]:

- Enlargement of cross section with concrete or special mortars and reinforcements, properly connected to the original section.
- Placement of steel plates or fiber-reinforced polymers (FRP) laminates bonded with epoxy resin or mechanically anchored to the element.
- External prestressing, introducing a desired load system to balance exterior loads, compress the concrete or connect an enlargement to the original element.
- Passive or active confinement, placing steel shapes or plates, enlarging the section with reinforced concrete or wrapping with FRP or with prestressing wires or strands.
- Provision of additional support structures to reduce spans or the load supported by each element.

These strengthening interventions use to require carrying out actions such as: total or partial unloading of the structure, placement of temporary shores, application of loads or pre-deformations, cleaning of the deteriorated zones, injection of cracks, bond surface preparation, restoring of reinforcement or spalled concrete, among others. Such actions may considerably affect the structural response during and after strengthening. In fact, changes in the cross-section, in the longitudinal scheme, in the support system, in the amounts of reinforcement, in the state of loads, stresses and deformations, may take place.

In addition, the design of a strengthening solution must comply with a series of basic principles, in order to achieve the planned objectives [10–11]. The following aspects affecting the adequacy and efficiency of the strengthening must be considered, among other issues:

- Occurrence of phenomena that may prevent arriving to the target ultimate load or producing a premature failure should be avoided. Examples are the debonding of an externally bonded steel plate or FRP sheet, changes in the failure mode (from ductile to brittle or from flexure to shear) or failure of elements different from that being strengthened.
- The effects of the construction process and load history of the original structure on its stiffness, state of stresses and strains and resistance should be assessed.

- The effects of previous damage of the original structures on the capacity of the strengthened structure should be investigated. For instance, how previous cracking or reinforcement corrosion may affect the flexural strength of a strengthened column.
- The influence of the strengthening operation procedure adopted, and of the existing loads acting on the original structure during the strengthening operations, should be taken into account. In fact, as a matter of example, unloading the structure allows the strengthening system to be more efficient, since then, it is effective even for the permanent loads.

From the above considerations, it can be concluded that a sound assessment of the structural efficiency of the strengthening system is not straightforward, since some aspects related to the load history, previous damage and failure modes must be adequately taken into account. For this purpose, load tests, theoretical considerations and structural analyses are considered adequate tools. However, due to the complex phenomena involved and the cost of experimental analyses, structural analyses based on numerical models have become a very powerful tool when assessing the performance of existing structures, either affected by previous damage, by remodeling or by strengthening interventions.

Among the large variety of numerical structural models currently available for frame structures, very few of them [12] take into account the effects of load history, construction procedure or previous damage in the original structure on the performance and strength of the strengthened structure. In order to account for such capabilities, step-by-step or phased analysis is required. Furthermore, most of the models capable to capture the complexity of the phenomena involved are based on 2D or 3D Finite Elements simulations, which are very costly and time consuming, so their use can be justified when analysing local effects rather than the global structural performance.

In this paper, a numerical model for the global nonlinear step-by-step analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames, capable to account for most events that may occur and affect the structure response along its service life, is described. The model was initially developed to capture the flexural behaviour of simultaneously constructed 3D frames [13] and it was subsequently completed to account for segmental construction [14], for deterioration, strengthening and remodelling [15]. More recently a relevant improvement was done by including the effect of combined shear and normal stresses in the structural response and strength [16], providing the model with the capacity to predict the shear-flexure interaction, shear failures and the effects of shear strengthening [17–20] with different strengthening techniques.

2. DESCRIPTION OF THE ANALYTICAL MODEL

2.1. Flexural model

2.1.1. Structure idealization and nonlinear time-dependent strategy

A filament beam element (figure 1) with arbitrary cross-section and 13 degrees of freedom is used by the model. The cross-section

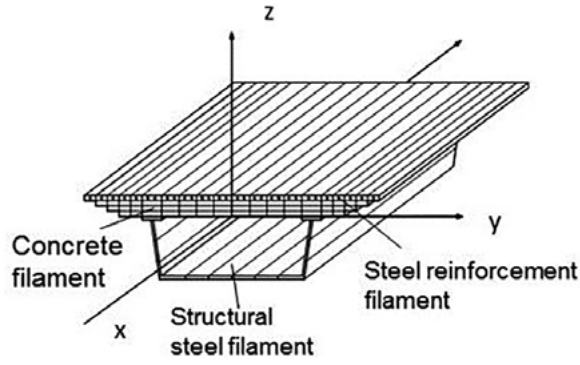


Figure 1. Filamented beam element: Section idealization and degrees of freedom.

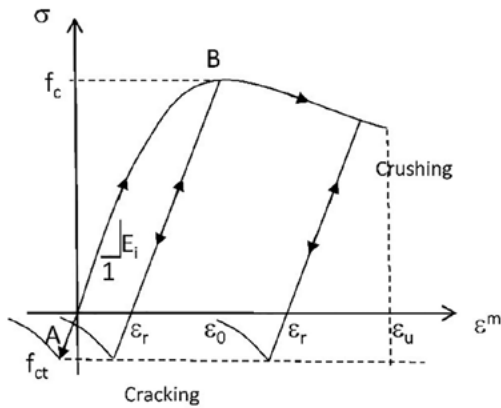


Figure 2. Concrete $\sigma - \epsilon$ relationship.

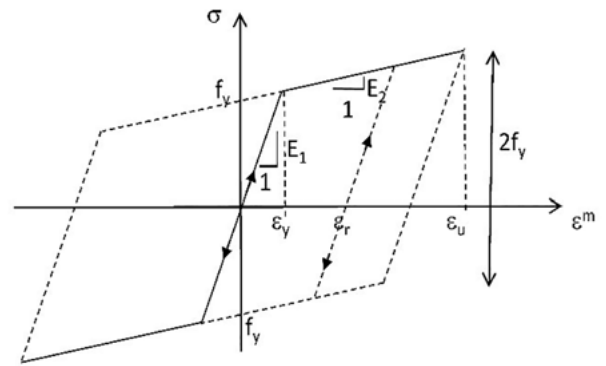


Figure 3. Reinforcing steel $\sigma - \epsilon$ relationship.

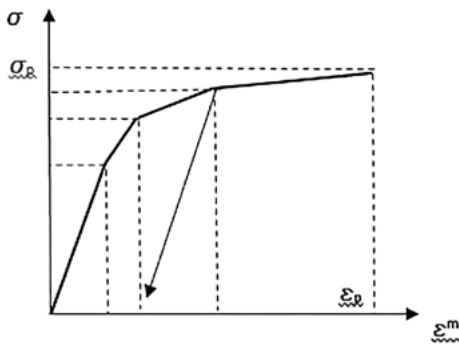


Figure 4. Prestressing steel $\sigma - \epsilon$ relationship.

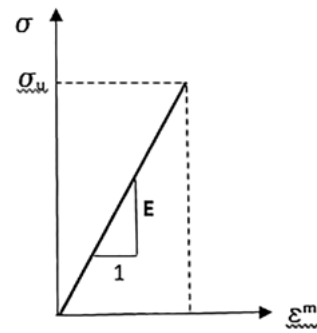


Figure 5. FRP $\sigma - \epsilon$ relationship.

is divided into filaments of concrete, reinforcing steel or structural steel. Each filament is subjected to a uniaxial stress state, so shear strains are neglected, and the hypothesis of plane sections deformation is adopted. The model can take into account the material and geometrical non-linearities as well as the time effects due to creep, shrinkage and relaxation of prestressing steel.

Non-linear constitutive equations for the concrete (figure 2), reinforcing (figure 3) and prestressing steel (figure 4) are used to account for the non-linear response under increasing loading levels, including load reversals.

When using fibre reinforced polymers as strengthening materials, a linear-brittle stress-strain relationship is adopted (figure 5).

The total strain at a given time and point in the structure $\epsilon(t)$, is taken as the direct sum of mechanical strain $\epsilon_m(t)$ and non-mechanical strain $\epsilon_{nm}(t)$. Mechanical strain is the instantaneous strain caused by short-time loading and is the independent variable in the stress-strain relationship. Non-mechanical strain consists of creep strain $\epsilon_{cr}(t)$, shrinkage strain $\epsilon_{sh}(t)$, aging strain $\epsilon_a(t)$, and thermal strain $\epsilon_T(t)$.

Creep strain $\epsilon_{cr}(t)$ of concrete is evaluated by an age dependent integral formulation based on the principle of superposition. Thus,

$$\epsilon_{cr}(t) = \int_0^t c(\tau, t-\tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (1)$$

where $c(t, t-\tau)$ is the specific creep function, dependent on the age at loading τ , and $\sigma(\tau)$ is the stress applied at instant τ . Numerical creep analysis may be performed by subdividing the total time interval of interest into time intervals Δt , separated by time steps. The integral (1) can then be approximated by a finite sum involving incremental stress change over the time steps. The adopted form for the specific creep function $c(t, t-\tau)$ is a Dirichlet series:

$$c(t, t-\tau) = \sum_1^m a_i(\tau) [1 - e^{-\lambda_i(t-\tau)}] d\tau \quad (2)$$

where m , λ_i , and $a_i(t)$ are coefficients to be determined through adjustment of experimental or empirical creep formulae, as recommended by international codes, by least squares fit. In this work, it is considered that sufficient accuracy is obtained using three terms of the series ($m = 3$), and adopting $\lambda_i = 10^i$. The use of a Dirichlet series allows obtaining the creep strain increment at a given instant by a recurrent expression that only requires to store the stress and an internal variable of the last time step, thus avoiding the need to store the entire stress history when analysing large structures.

Shrinkage strain at any time can be obtained from code provisions or from specific tests. A detailed explanation of ageing and temperature strains can be found in Mari [13]. A logarithmic curve is used as pre-stress relaxation function, assuming a constant strain. However, a fictitious initial stress, is used to account for the reduction of stress in the tendons due to other actions (creep, shrinkage or external loads).

In this study, for the time dependent analysis, the time domain is divided into a discrete number of time intervals, and the junctions of these intervals are called time steps. A step forward integration is performed by adding the results obtained for each time step successively, starting from the first-time step to arrive to the final solution. At any time step the increment of total strain at any point, resulting from the structural analysis, is accumulated over the previous one. Then, the mechanical strains are obtained by subtracting from the total strains the accumulated non-mechanical strains. Then, the stresses are computed from the non-linear constitutive equations, as a function of the accumulated mechanical strains.

Iterative procedures combined with incremental analyses are used to trace the structural response throughout the elastic, cracked and ultimate load levels. Load control and displacement control strategies (for structures that exhibit strain softening or snap-through) are used together with Newton-Raphson algorithms, in which the stiffness matrix and the amount of unbalanced forces introduced at each iteration are in accordance with the level of cracking and damage of the structure. At each time step, the structure is analyzed under the external applied loads and under the imposed deformations, such as creep, shrinkage and thermal strains, originated during the previous time interval and geometry.

$$\Delta R = \Delta R^i + \Delta R^{nm} + \Delta R^u = K \delta \quad (3)$$

where the total load vector ΔR is composed by the vectors due to the internal stresses (ΔR^i), non-mechanical strains, (ΔR^{nm}) and unbalanced forces due to non-linearities (ΔR^u) of the previous iteration, K is the updated stiffness matrix according to the materials state and δ is the vector of nodal displacements.

Nodal displacements, element internal forces, stresses and strains in each concrete and steel filament, curvature and elongation of each section, support reactions and other response parameters are provided by the model, after convergence is reached.

Pre-tensioned and post-tensioned structures with straight or parabolic tendons can be analysed. When stressing, the equivalent prestressing forces obtained by equilibrium of the tendons are applied over the structure. Variations of stresses and tendons force are obtained for each load step by considering strain compatibility between the concrete and the prestressing segments and subtracting the relaxation of stresses along the elapsed time. The prestressing loads are, then, updated and the new system of non-linear equations is set.

Most modifications that may take place during the construction process and along the service life, such as deterioration of materials areas and properties, changes in the longitudinal and cross sections geometry, structural scheme, material properties and applied loads, can be simulated by the model, through a step-by-step solution scheme, as explained next. The described numerical model has been implemented in a computer program called CONS.

2.1.2. Simulation of the structural effects of reinforcement corrosion

The above-described model was modified to reproduce the effects of corrosion due to carbonation, that produces a loss of steel area, more or less uniformly distributed around the reinforcing bars. A law defining the reduction of steel area was adopted, which depends on the rate of corrosion, given in $\mu\text{mm}/\text{year}$ of reduction of the bar diameter. The evolution of the bar diameter is considered proportional to the corrosion velocity [21].

The loss of steel area results in a reduction in capacity and in stiffness of any cross section affected by corrosion. Thus, when performing the computation of internal forces, by integration of the stresses, the external forces will not be balanced by the internal ones. Then, these unbalanced forces are automatically introduced in the non-linear iterative scheme, until equilibrium is obtained. As a consequence of corrosion, increments of stresses and strains in concrete and steel, increments of deflections (due to the loss of stiffness) and redistribution of internal forces takes place to satisfy equilibrium and compatibility conditions for the current state of the materials.

2.1.3. Simulation of the structural effects of strengthening

The element cross-section can be formed by parts constructed in different instants and composed by different materials. For each concrete, reinforcing steel or element, the instant of placement and the instant of removal are defined. Furthermore, at each construction step, changes in the element's connectivity, in the support conditions, introduction of prestressing force or imposed deformations, and application of loads and imposed displacements are defined.

In this way, adding or removal of concrete parts, reinforcing bars, prestressing tendons or elements can be simulated. Consequently, the following situations related to remodelling and strengthening of structures are taken into account: spalling of concrete cover, substitution of damaged concrete parts or reinforcing bars, enlargement of concrete cross section, place-

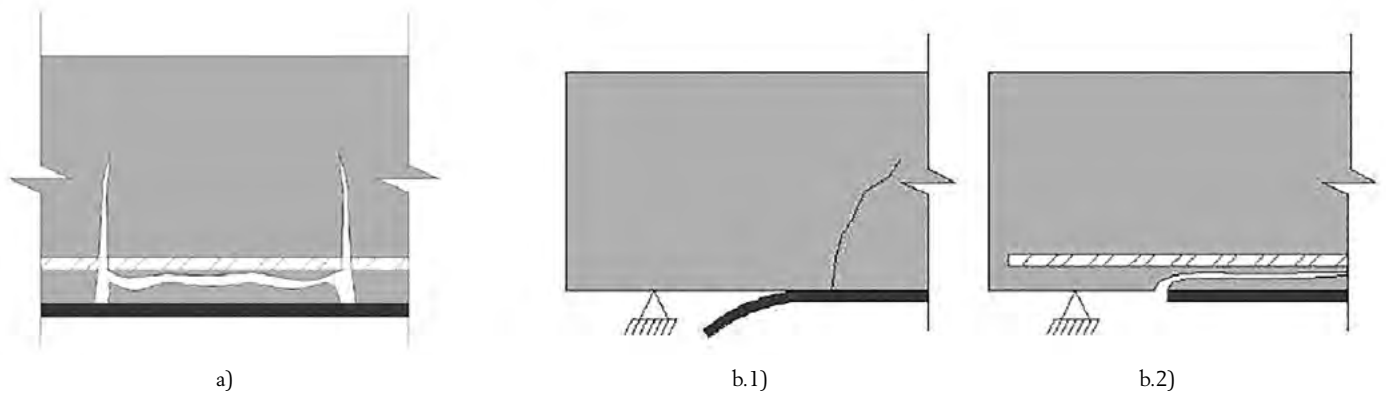


Figure 8. a) Intermediate crack debonding; b.1) laminate end debonding at the interface; b.2) laminate end debonding with concrete ripping-off.

ment of new reinforcement bars, steel plates or bonded FRP laminates, placement or removal of temporary shores, imposed movements, blocking of pins, monolithically connection between elements and application of external prestressing, among others.

With this scheme, the response of structures before and after the strengthening can be obtained, including the effects of previous damage and those of the repair, retrofit or strengthening operations.

2.1.4. Adopted debonding model

According to current state-of-the-art, debonding is the most common failure in existing structures strengthened in flexure by FRP externally applied reinforcement. As described in Fib Bulletin 90 [9], debonding failure can initiate either at intermediate cracks due to shear stresses, or at the laminate end (figure 8).

The debonding failure approach implemented in the present model is that proposed by Oller et al. [22], that prevents laminate debonding at intermediate cracks and at the laminate end. To avoid debonding at intermediate cracks, the laminate tensile force increment between two cracks is limited to the maximum increase in tensile stress that can be transferred by means of bond stresses along the crack spacing ($\Delta P_{max,scr}$). In the literature, there are other similar approaches based on the envelope of tensile stresses that depend also on the crack spacing [9,23–29]. In addition, Matths [30] developed an approach that limits the interfacial shear stress resulting from the change of tensile force along the FRP reinforcement that does not depend on the crack spacing. D'Antino and Triantafillou [31] assessed the performance of some of the existing debonding models, concluding that the model of Said and Wu [28] showed the best performance. A similar analysis was previously developed by Oller et al. [32]. According to this analysis, the simplified model of Oller et al. [32] and the models of Ye et al. [24] and Said and Wu [28] showed the best statistical performance in terms of mean value and coefficient of variation. According to Oller et al. [22], the maximum transferred force along the crack spacing $\Delta P_{max,scr}$ can be expressed as:

$$\Delta P_{max,scr} = \frac{(1-\nu)}{\left(1 - \cos \frac{\pi L_b}{2L_{lim}}\right)} P_{max,L_b} \quad (4)$$

where ν = ratio between the lower and the higher laminate tensile stresses in both cracks, named, $\sigma_{f,l}$ and $\sigma_{f,j}$ respectively; L_b = remaining bonded length calculated as the minimum value between the estimated crack spacing, s_{cr} , and the limit, $s_{cr,lim}$, between a short ($s_{cr} \leq s_{cr,lim}$) and a long crack spacing ($s_{cr} \geq s_{cr,lim}$), given by Eq. (5); L_{lim} = limit between a short and a long bonded length in an equivalent pure shear specimen given by Eq. (6); $P_{max,L=L_b}$ = maximum transferred force of an equivalent pure shear specimen whose length is L_b , given by Eq. (7).

$$s_{cr,lim} = 0.637L_{lim} \arccos \nu \quad (5)$$

$$L_{lim} = \frac{\pi}{2} \frac{\sqrt{2G_F E_f t_f}}{\tau_{bM}} \quad (6)$$

$$P_{max,L_b} = P_0 \begin{cases} \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{L_b}{L_{lim}}\right) & L_b \leq L_{lim} \\ 1 & L_b > L_{lim} \end{cases} \quad (7)$$

$$P_0 = b_L \sqrt{2G_F E_f t_f} \quad (8)$$

where: b_f , t_f = laminate width and thickness respectively; E_f = laminate modulus of elasticity; τ_{bM} = maximum shear stress given by Eq. (9); G_F = fracture energy or energy by unit area necessary to separate the laminate from the support given by Eq. (10).

$$\tau_{bM} = C_{\tau_{bM}} \left(\frac{1}{f_{cm}} + \frac{1}{f_{cm}} \right)^{-1} \quad (9)$$

$$\tau_{bM} = C_{\tau_{bM}}^2 C_F f_{cm} \quad (10)$$

where f_{cm} = mean value of concrete compressive strength; f_{cm} = mean value of concrete tensile strength; $C_{\tau_{bM}}$ = constant with a mean value of 0.87 and a standard deviation of 0.17 according to the shear test database assembled by the authors; C_F = constant with a mean value of 0.35 and a standard deviation of 0.07.

To avoid laminate end debonding, the laminate tensile force increment between the laminate end and the nearest crack, should be limited to a maximum value given by $\Delta P_{max,L_b}$ that can be obtained by Eq. (7) for an element between the

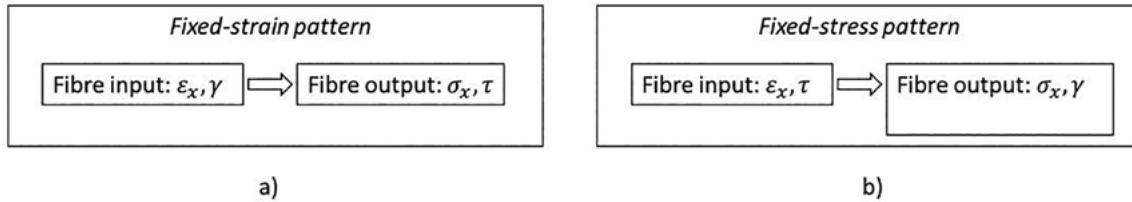


Figure 9. Two types of fixed patterns for shear analysis in frames. a) fixed-strain, b) fixed-stress.

laminated end and the nearest crack ($L_{b,end}$), by assuming $L_b = L_{b,end}$ and $v = 0$ ($\sigma_{fl} = 0$).

This criterion can be easily implemented in the present non-linear structural analysis model, since the layered idealization of the cross-section allows determining the shear stress at any concrete, steel or FRP reinforcements, by setting the equilibrium of normal forces at the laminate in the two Gauss integration points of each element.

In order to evaluate the shear force transmitted by the laminate between two adjacent cracks, the above calculated force is multiplied by the ratio s_{cr}/d_g , being s_{cr} the crack spacing and d_g the distance between Gauss points. This criterion of proportionality requires the element length to be equal or greater than the crack spacing, what is generally acceptable.

When the force between cracks causes debonding failure, according to the above criterion, the laminate is automatically removed from the corresponding element in the model. If the structure is capable to reach equilibrium, by means of non-linear redistributions at the section and at global levels, the analysis continues; otherwise, the structure failure takes place.

2.2. Shear model

The previously described flexural model was extended to account for the effects of in-plane shear in Ferreira et al. [33,34], and the resulting model is here referred as CONSHEAR. The new model inherits the sequential construction capabilities; hence, it can be applied to problems involving sequential construction, deterioration and repair in shear sensible concrete structures, see [16,17,35]. In the following, the extensions to include shear effects in CONS model, are described.

2.2.1. Accounting for shear stresses in frame models

Shear loading always is in combination with bending moments; therefore, each material point is subjected, at least, to biaxial loading. Uniaxial stress-state is the main limitation of traditional frame formulations to effectively consider shear effects in the non-linear behaviour. Some successful formulations have been developed based on different hypotheses to allow some kind of multiaxial stress-strain distribution in the cross-section, e.g. Bairan and Mari [36,37], Ceresa et al. [38], Navarro-Gregori et al. [39], Mohr et al. [40], Le Corvec [41], di Re [42], Kagermanov and Ceresa [43], Poliotti and Bairan [44], among others.

Bairan and Mari [45] developed a detailed state-of-the-art review; identifying three main types of approaches: fixed-strain pattern, fixed-stress pattern and explicit inter-fibre equilibrium. The fixed-strain pattern mimics the process used in the traditional frame models by adding a pre-selected shear strain distribution to the plain-section hypothesis. This method allows

a direct implementation in the classical frame formulations, as the input of the sectional analysis is the normal and shear strains and the output is the corresponding stresses and their integration, see figure 9a. However, as demonstrated in [40], it fails to capture the subsequent variations in the post-cracking and post-yielding phases, showing excessive concentration of shear stresses in the compression head of the beam and not adequate valuing the effects of transverse reinforcement.

In CONSHEAR, a fixed-stress pattern was developed. This approach allows a better prediction of the shear strain distribution after cracking and yielding. Figure 9b shows that the cross-section model is not standard: its input is the combination of normal strains and shear stresses, and the output is the normal stress, shear strain and the transversal strain that activates the transverse reinforcement after cracking, see figure 10. The biaxial stress-strain components result from an internal equilibrium of each concrete layer and the stirrups describes as follows.

As described in figure 11, the user classifies the fibres of a cross-section into normal-stress fibres (figure 11a), where the material behaviour is considered as uniaxial, and shear-resisting fibres (figure 11b), with biaxial loading.

During a particular time step, the increment of shear force is distributed on the shear-resisting fibres. Eq. (11) shows the increment of shear stress, where A^* is area of the active shear-resisting fibres.

$$\Delta\tau_{xy} = \frac{\Delta V}{A^*} \quad (11)$$

As shown in recent studies [46,47], flanges in compression may contribute significantly to the ultimate shear capacity. Therefore, the shear effective area may include some fibres of the flange. Notice, however, that both fraction of shear resisted by the flange fibres varies, in general, with the cracking stage. An analysis of these effects can be found in [48], which may also serve as basis for the selection of flange area.

Normal strains of all types of fibres are distributed after the plane-section hypotheses, see Eq. (12). The response of the normal fibres is completely defined by the acting strain and the uniaxial constitutive model of the material. However, in the case of shear-resisting fibres, the transversal response needs to be computed.

$$\epsilon_x^c(z) = \Delta\epsilon + \Delta\phi_z \quad (12)$$

The transversal strain is computed by balance of forces in the transversal direction, involving the tension of transverse reinforcement and the compression the layer of fibres, figure 11b. This represents the internal condition of Eq. (13), which should be satisfied in every layer, where ρ_{st} is the transversal steel ratio ($\rho_{st} = A_{st}/b_{layer} \cdot st$).

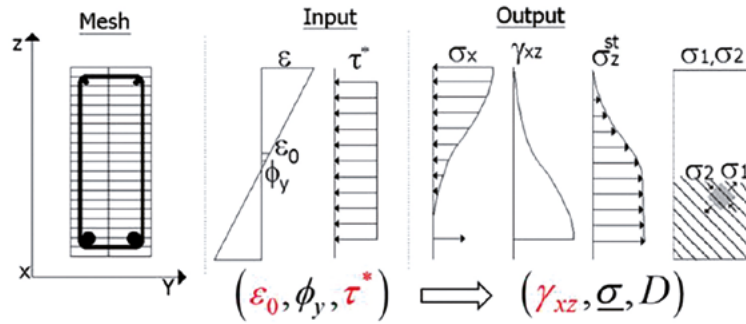


Figure 10. Hybrid sectional analysis implemented in CONSHEAR.

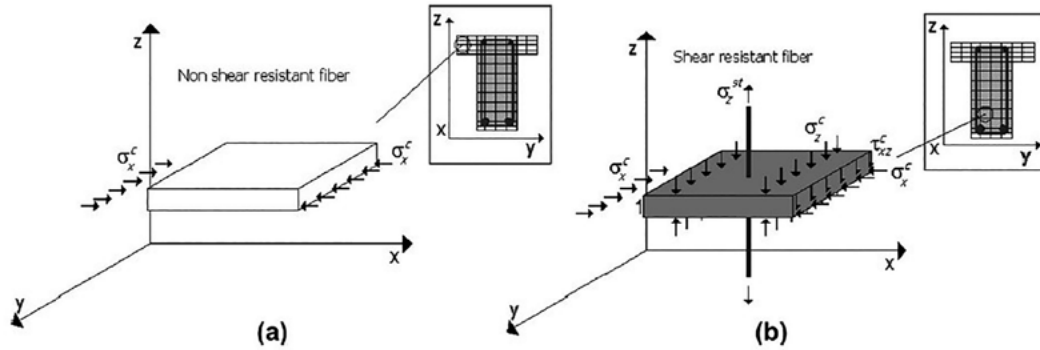


Figure 11. Types of fibres in the CONSHEAR sectional analysis. a) Normal stresses fibres, b) Shear-resisting fibres.

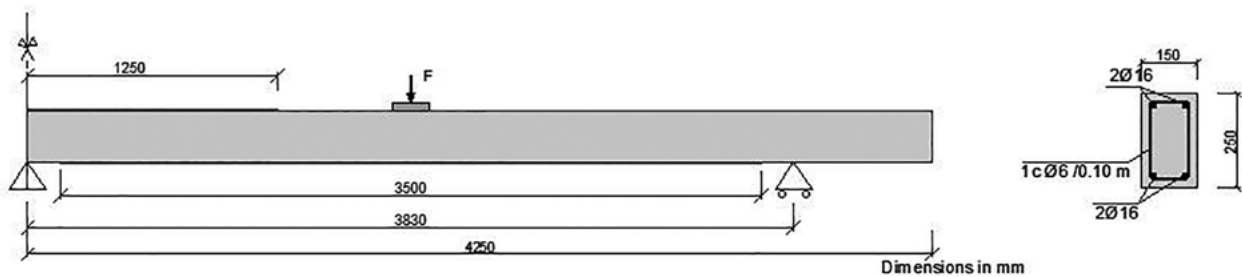


Figure 12. Geometry and test set-up of Beams E1, E2, E3 and E4.

$$\Delta\sigma_x^c + \rho_{st,z}\Delta\sigma_z^st = 0 \quad (13)$$

After inclined cracking, solution of Eq. (13) requires a suitable biaxial constitutive model for the concrete. For more details on the constitutive model implementation are in found in [36].

3. EXPERIMENTAL VERIFICATION OF THE MODEL

3.1. Continuous RC beam strengthened in flexure with FRP

El-Refaie et al. [49] tested five reinforced concrete continuous beams of two equal spans, strengthened in flexure with externally bonded carbon fibre reinforced polymer (CFRP) lami-

nates, in order to study the influence of the position and form of the external reinforcement. The performance of the CFRP strengthened beams was compared with that of an unstrengthened control beam. Debonding failure was the dominant mode of failure for all the strengthened tested beams. Beams E1 (unstrengthened), E2, E3 and E4 are analysed and compared with the experimental results.

The beam geometry, the internal reinforcement, the loading and support arrangement are illustrated in figure 12. Each beam was 8500 mm long, 150 mm wide and 250 mm deep. The longitudinal reinforcement consists of four 16 mm diameter bars. The concrete cover was 32 mm, so the effective depth was 218 mm. Closed stirrups of 6 mm diameter spaced at 100 mm along each beam were provided to prevent shear failure.

CFRP laminates of 100 mm x 1.2 mm were bonded in the top face of beams E2 and E4, and on the bottom face of beams

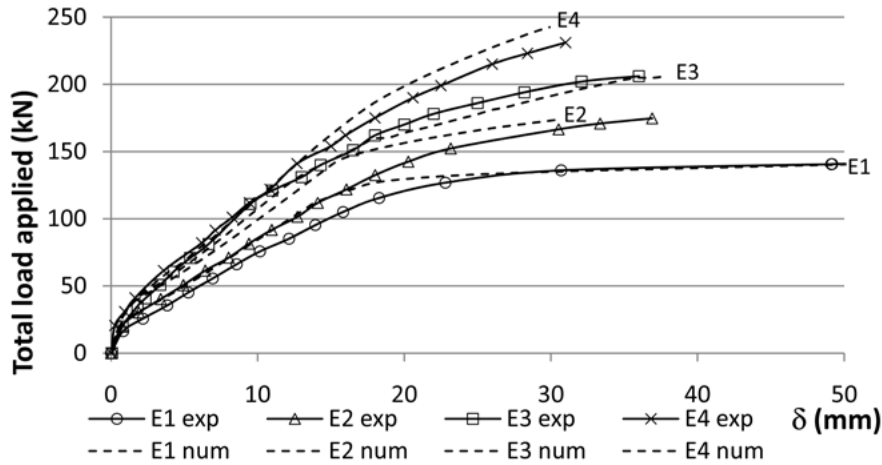


Figure 13. Experimental vs numerical applied load vs midspan displacement.

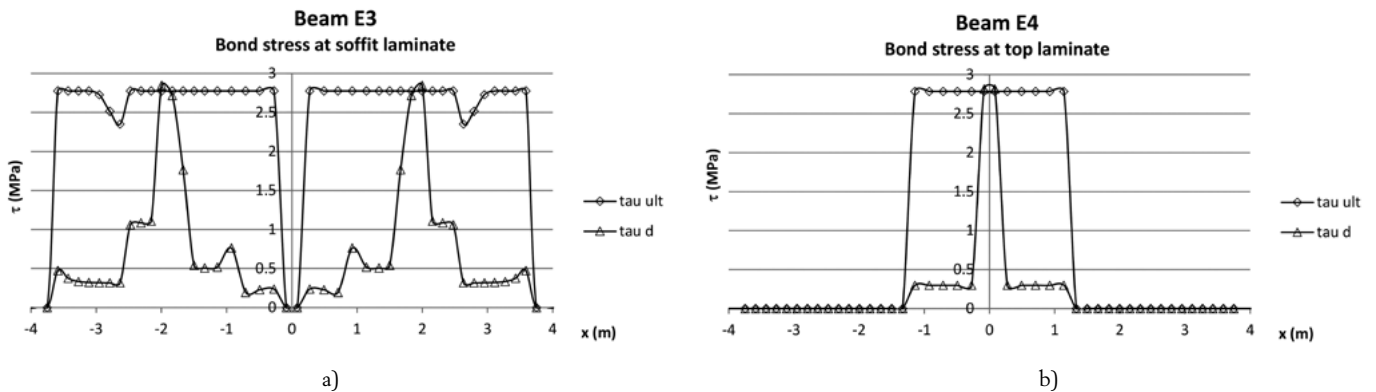


Figure 14. Experimental vs. numerical bond stress distribution for beams: a) E3 and b) E4.

E3 and E4. The laminates applied to the top face of the beams were 2500 mm long and were placed symmetrically about the line of the central support. Those applied to the bottom face of the beam were 3500 mm long and were positioned symmetrically about the centres of both spans.

The material properties of the tested beams are those reported in [49]. For the performed analysis, the compressive cube strength and the rupture tensile strength experimentally obtained have been transformed into the cylinder compressive strength and the direct tensile strength, respectively, as summarized in table 1. The values proposed by Eurocode 2 [50] for other parameters of the concrete stress-strain relationship, such as the initial modulus of elasticity E_c , the peak and ultimate strains, have been adopted. The maximum shear stress τ_{LM} and the fracture energy G_F have been calculated according to the mean values of $C\tau_{LM} = 0.87$ and $C_F = 0.35$. The crack spacing has been calculated according to the Spanish Concrete Code [51] and has resulted to be $s_{cr} = 85$ mm. The properties for the longitudinal reinforcement steel are: yielding strength $f_{sy} = 520$ N/mm²; ultimate strength $f_{su} = 630$ N/mm²; and modulus of elasticity $E_s = 200000$ N/mm². The nominal ultimate strength of the CFRP laminates is $f_{fu} = 2500$ N/mm² and their modulus of elasticity is $E_f = 150000$ N/mm².

A total of 25 beam elements of equal length (226 mm) was used in the analysis. The cross section was divided into 50 layers each of 5 mm depth.

TABLE 1. Concrete properties used in the analysis. Units are N and mm.

Beam	E1	E2	E3	E4
Compression cube strength f_{cu}	24.0	43.6	47.8	46.1
Compression cylinder strength estimated	21.6	39.2	43.0	41.5
Modulus of rupture f_t	3.00	4.60	4.40	4.40
Direct tensile strength f_{ct} estimated	2.22	3.41	3.25	3.25
Max. shear stress for peeling failure τ_{LM}	--	2.77	2.88	2.89
Fracture Energy G_F (N mm/mm ²)	--	1.19	1.14	1.14

Figure 13 shows the experimental and the theoretical load-displacement relationships for the four beams analysed. Excellent agreement is obtained in the ultimate capacity, the displacements, and the shape of all the compared curves. The only remarkable difference is in the ultimate displacement of beam E2, for which the theoretical model predicts FRP debonding failure for a displacement of 31 mm in spite of 39 mm measured experimentally. In all cases,

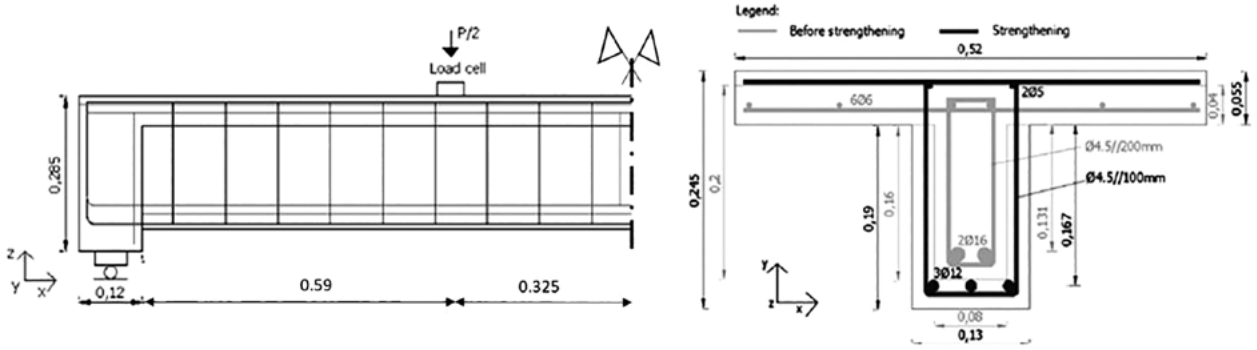


Figure 15. Test set-up, geometry and reinforcement of the beam before and after strengthening (adapted from [53]).

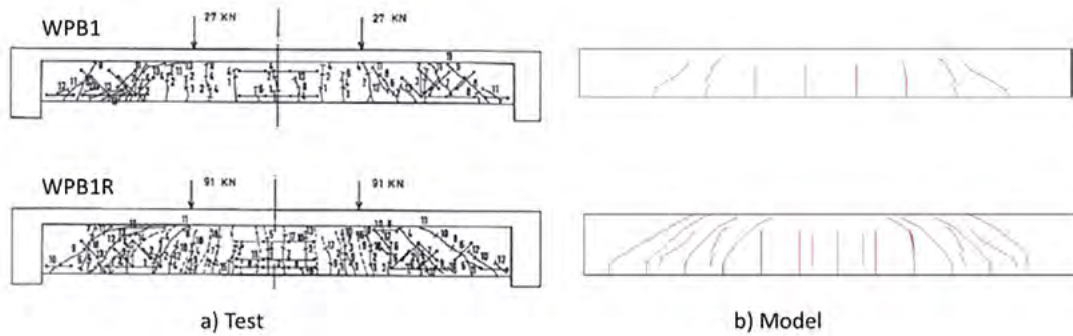


Figure 16. Crack pattern under first damage (WPB1) and repaired structure at failure (WPB1R). a) Experimental observation, b) Model prediction.

the model correctly predicted the ultimate load as well as the type of failure.

Figure 14a and 14b show the bond stress distribution (τ_d) and the calculated bond strength (τ_{ult}) along the beam length for beams E3 and E4, respectively. A premature debonding failure occurs once the bond stress (τ_d) reaches the bond strength (τ_{ult}) at a certain point of the interface. It can be observed that debonding failure takes place at beam E3 at the soffit laminate under the applied point load, for a bond stress of 2.77 N/mm² and at beam E4 over the central support, for a bond stress of 2.78 N/mm².

From the comparison between the experimental and the theoretically obtained results, it can be concluded that the model is capable to capture the structural response not only in the load-deflection curves but also in the internal forces, reactions, stresses, strains, ultimate load and failure mode, including debonding failures. More details about this modelization can be found in [52].

3.2. Shear strengthened reinforced concrete beam

The shear tests carried out by Souza and Appleton [53] are simulated in the following. This analysis investigates the specimen that was loaded to produce shear damage and further repaired with additional transversal reinforcement and shotcrete enlargement. In the original publication, this sequence is referred as test WPB1, for the first loading producing shear damage, without collapse, and WPB1R for the second test on the repaired structure.

Figure 15 describes the geometry and reinforcement of the original and repaired specimens. The mechanical properties of the concrete and the time of test are defined in table 2. Similarly, table 3 describes the mechanical properties of the reinforcement.

The first load on the original specimen (WPB1) was $P=54$ kN. The specimen was then unloaded and repaired. Subsequently, the element was tested until failure (WPB1R), with a load $P=182$ kN. Figure 16a shows the crack pattern of the first and failure tests.

TABLE 2. Concrete mechanical properties.

Specimen WPB1R	Properties at 28 days			
	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)	Day of test
Damaged	32	3.3	29	102
Strengthened				226
Shotcrete	36	4.5	23	103 (repairing)

TABLE 3. Reinforcement mechanical properties

Diameter (mm)	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (GPa)
4.5	490	532	193
6	488	706	180
12	401	636	196
16	448	674	201

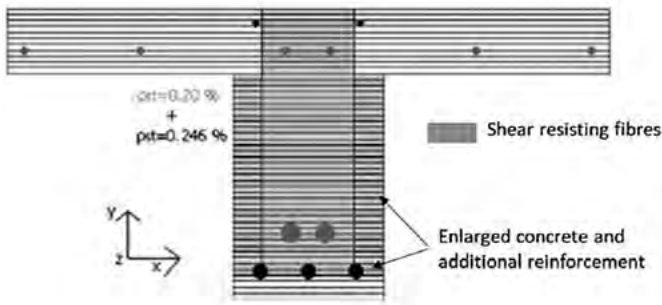


Figure 17. Modelled cross-section layers, showing the fibres of the original specimen and the shotcrete enlargement (based on [17]).

The structure was modelled using CONSHEAR with 30 Timoshenko elements with linear interpolation. Figure 17 shows the cross-section discretization, where the fibres of the original concrete and the shotcrete enlargement can be observed. In this analysis, the shear-resisting fibres consist of the fibres of the original web and the concrete enlargement. The longitudinal reinforcement is presented in the corresponding location. The transverse reinforcement was modelled through steel ratios of 0.2% in the original element and an additional ratio of 0.246% after repairing.

Figure 16b shows the predicted crack patterns for first loading (PB1) and in the repaired case (WPB1R) at failure. As observed, the overall damage pattern and crack inclinations are well captured.

Figure 18 shows the comparison of the experimental tests with the numerical prediction using the model CONSHEAR and the response of the original CONS model that does not include shear interaction effect. Figure 18 compares the load-deflection in the two stages. Both in the first loading and the loading up-to-failure of the repaired structure, the model without shear effects predicts significantly larger stiffness than the observed in the test. Conversely, the model CONSHEAR correctly captures the element stiffness. Moreover, CONS predicts a ductile response (figure 19b), while the CONSHEAR can capture the early shear failure.

Figures 18c to 18f show the local reinforcement strains in the section located at 0.36 m from the support. The strains in the longitudinal reinforcement are described in Figs. 18c and 18d. The shear-bending interaction produces additional strains (and stresses) than the produced solely by the bending moment. The model CONS does not capture this effect, while CONSHEAR correctly captures the trends of the force-strain evolution, particularly after cracking.

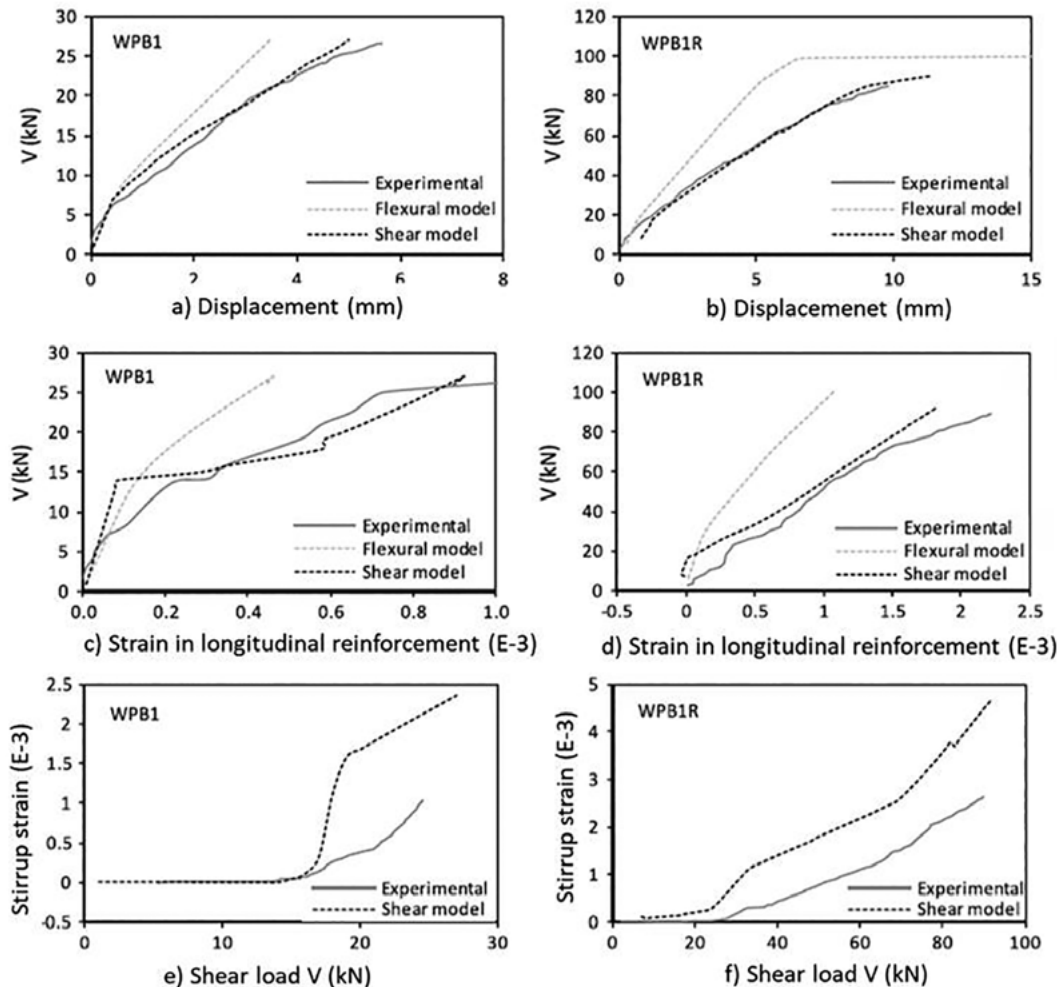


Figure 18. Comparison experimental and modelled response of the first damage test (WPB1) and the repaired structure up to failure (WPB1R). a, b) Force-displacement, c, d) strain in longitudinal (based on [17])

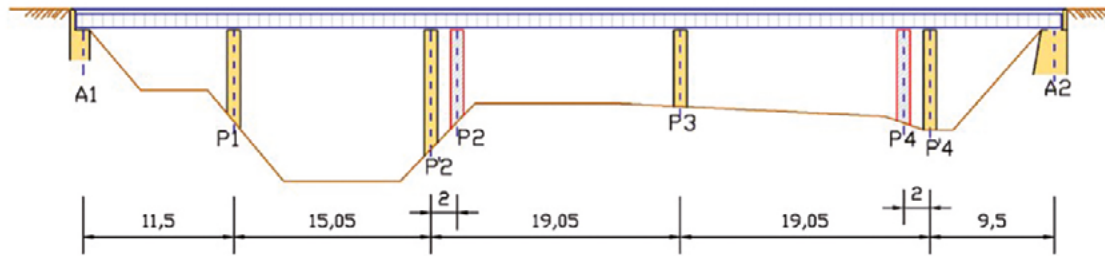


Figure 19. Front view of the bridge studied.

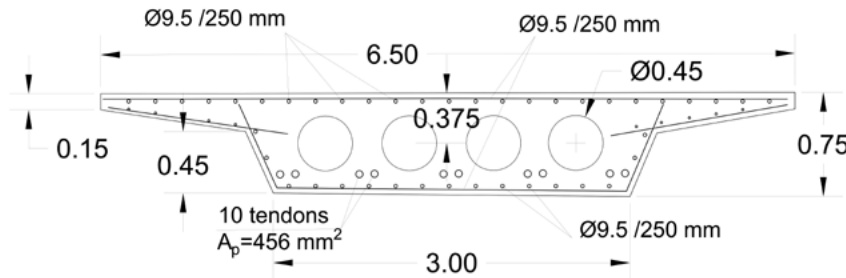


Figure 20. Cross-section and reinforcement at the bridge mid-span.

Figures 18d and 18e show the strain in the transversal reinforcement with the applied load for the initial load test and the repaired structure, respectively. The reported strains are located in the cross-section at 0.36 m from the support and 5.5 cm above the stirrup bottom-line. The numerical model correctly captures the initiation shear cracking and the activation of the transverse reinforcement. However, the model tends to over-predict the transversal strains. This difference can be explained due the use of the smeared crack approach in the constitutive model, as oppose to discrete cracking. Actual strains in the specimens shows abrupt variations, being larger in the points of the bar that coincide with the crack and smaller in between cracks. Conversely, in the smeared crack model, the strains distribution is smoother.

4. CASE STUDY: REMODELLING OF A POST-TENSIONED CONCRETE BRIDGE CROSSING THE AP-7 FREEWAY IN SPAIN

4.1. Definition of the problem and description of the analysed structure.

Due to the need of increasing the number of lanes of freeway AP-7 near Barcelona (Spain), the intermediate piers of several overcrossing bridges had to be moved 2m towards the abutments (Figure 19). In this paper, the developed analytical model has been used to simulate the strengthening operations carried out over one of the bridges affected by this remodelling, called OF29-3, in order to assess the serviceability and safety of the bridge during and after the intervention. In addition, the model has been used to analyse an alternative solution, based on external prestressing, proposed during the bidding process, to compare the efficiency of both solutions in terms of service-

ability performance and safety. The design of the strengthening solution was carried out by Martínez Calzón [4].

The overcrossing consists of a 5 spans continuous post-tensioned concrete slab deck with constant depth, circular voids, and cap beams over the supports, see figure 20. The original span lengths were 11.5m + 3 × 17.05m + 11.5m (see figures 19 to 21). After the shifting of the internal piers P2 and P4, the span lengths became 11.5m + 15.05m + 21.05m + 21.05m + 9.5m. Concrete compressive characteristic strength was 35 MPa. The bridge was post-tensioned with 10 tendons of steel strength $f_{pu}=1700$ MPa, providing a prestressing force of 582 kN per tendon ($A_{pi}=456$ mm²). The tendon layout is the typical one of a continuous beam.

4.2. Description of the remodelling solution adopted

After building the two new piers, the bridge deck had to be uplifted from the old piers and supported on the new ones. The solution to be designed had to provide the concrete deck with the necessary strength and stiffness to resist the loads with the new span lengths, but also had to be built without interrupting the traffic. The solution adopted consisted of placing two longitudinal steel beams under the side cantilevers of the bridge deck, which were supported over the new piers. These beams were connected by means of transverse prestressing to the concrete deck (figure 21), over the old piers position. In this way, the support of the bridge deck did not change its position, although instead of being supported on the concrete pier, leaned on the longitudinal steel beams.

The transfer of the reactions from the old piers to the steel beam was made by means of hydraulic jacks which introduced an ascendant vertical load on the deck and at the same time a descendant vertical load on the steel beams. In this way the steel beams were deformed before they were connected to the deck and therefore had to be constructed with a pre-deformed shape.

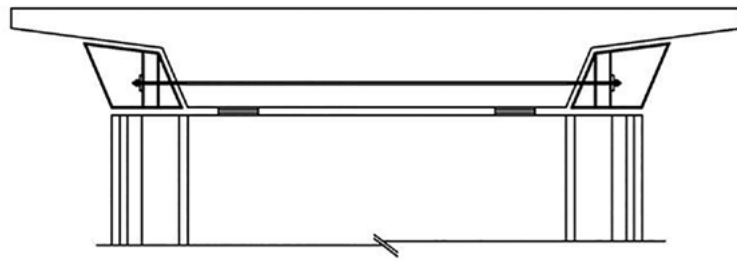


Figure 21. Strengthening solution adopted. Cross-section at the old piers position.

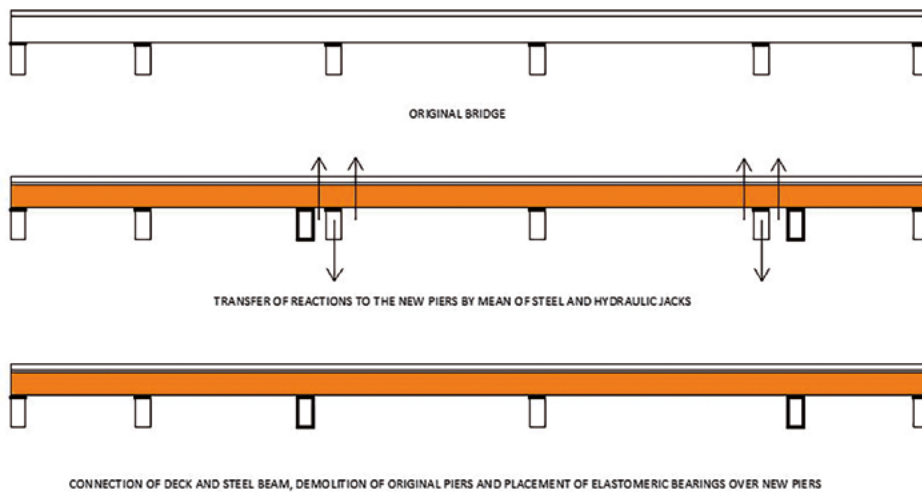


Figure 22. Strengthening operations: of transfer of reactions to steel beam and connection.



Figure 23. View of the strengthened bridge. Taken from Martínez Calzón [4].

By means of this system, the concrete deck did not suffer any change in stresses under permanent loads. Soft elastomeric bearings were placed over the new supports to compensate the effects of the beam flexibility on the bending moments due to live loads. A scheme of the procedure adopted for the reactions transfer and a view of the remodelled bridge can be seen in [figure 22](#).

[Figure 23](#) shows a picture of the strengthened bridge.

4.3. Numerical simulation of the strengthening process.

The bridge response was simulated starting from its construction. First, a time-dependent analysis to evaluate the long-term

reactions to be transferred from piers P2 and P4 to the new piers was performed. Then, the steel beam was then placed on site subjected to its self-weight. The calculated reactions in piers P2 and P4 were introduced as two equal vertical external loads of opposite sense over those piers (downwards) and over the steel beam (upwards), simulating the loads introduced by the hydraulic jacks. Then, the beam supports representing piers P2 and P4 were eliminated, simulating the piers demolition. [Table 4](#) shows the calendar of events affecting the structural response of the bridge along its service life, starting from the initiation of its construction, indicating the construction steps and the strengthening operations.

TABLE 4.
Calendar of events the studies bridge.

Step N°	Description of the construction step	Duration (days)	Age (days)
1	Self-weight of the deck and transfer of prestressing	28	28
2	Pass of time until dead load is applied at 100 days	72	100
3	Application of dead load (16,3 kN/m)	0	100
4	Pass of time until initiation of remodelling at 7900 days	7900	8000
5	Placement of steel beam supported on the new piers PN2 and PN4	0	8000
6	Introduction of jack loads to uplift deck, supported on the steel beam	0	8000
7	Pass of time until connecting steel beam to deck operations	30	8030
8	Execution of connections between steel beam and slab at old supports	0	8030
9	Remove the jacks and the corresponding loads	0	8030
10	Place elastic supports on piers PN2 and PN4 and remove piers P2 and P4	0	8030

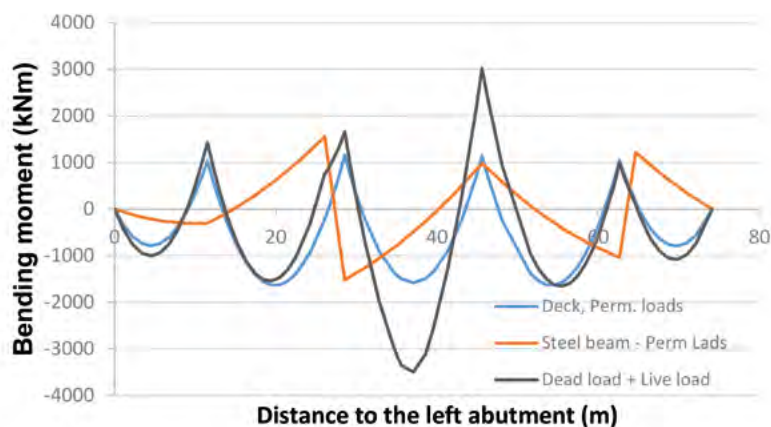


Figure 24. Bending moments law of remodelled bridge under live load on the whole bridge.

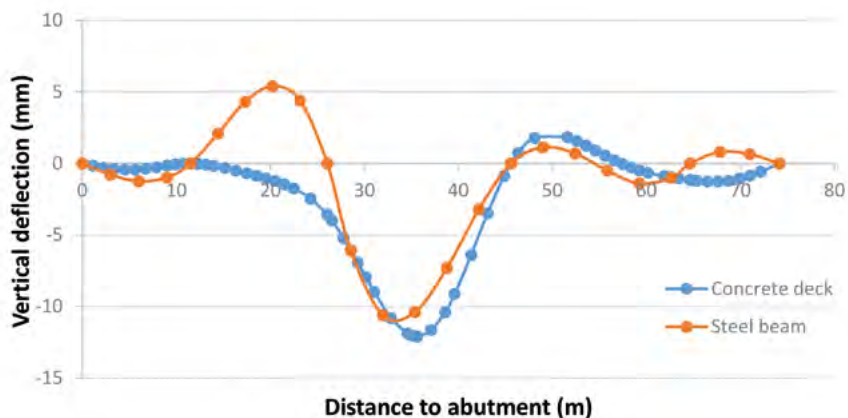


Figure 25. Deflection of the deck and steel beam under live load on the whole bridge length.

Figure 24 shows the bending moments law of remodelled bridge. The discontinuous line shows the moments law under the permanent loads, which coincides with that of the bridge before strengthening, because the only structural effects have been to substitute the reactions by the equal jack forces. However, the moments under the live load applied on the entire bridge length, have a reduction of the peak at pier 2, because of the flexibility of the steel beams that supports the concrete deck at the position of the old pier.

Figure 25 shows the displacements at the concrete deck and the steel beam, under the live loads. It is observed that both elements have the same deflection in the connecting point.

5.4. Evaluation of an alternative solution using external prestressing

An alternative strengthening solution based on external prestressing was analysed and their results compared with those

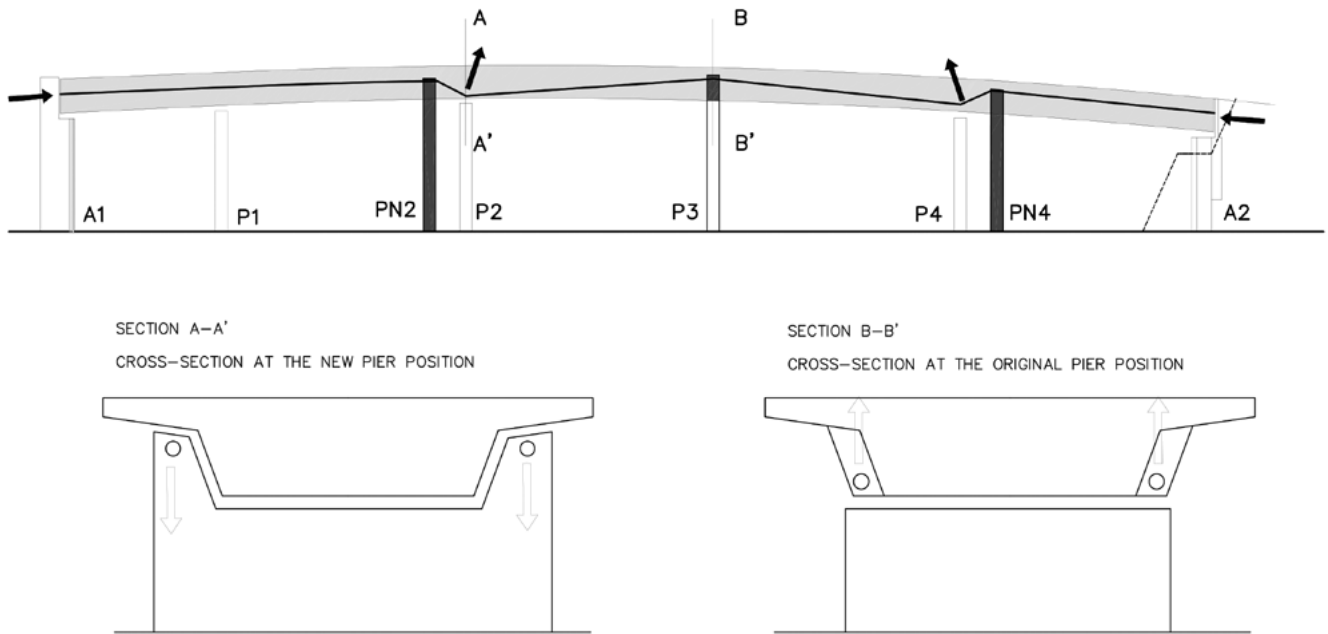


Figure 26. Strengthening system using external prestressing (solution 2).

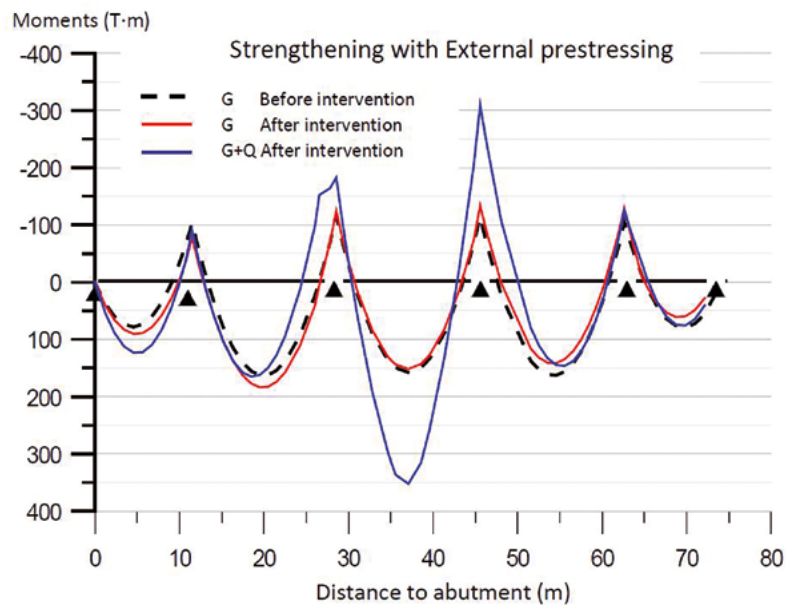


Figure 27. Bending moments in the original and strengthened deck with external prestressing.

of the actually built solution. It was proposed to place two longitudinal external prestressing tendons under the deck flanges, as shown in figure 26. The lower deviators of the external prestressing are anchored to the bridge deck over the original piers P2 and P4, while the upper deviators are anchored over piers PN2, P3 and PN4. Stressing the tendons produces an ascendant deviation load over piers P2 and P4 and descendant deviation loads over pier P3 and new piers PN2 and PN4, so that the reactions of piers P2 and P4 are automatically transferred to the new piers. The prestressing loads, obtained by equilibrium of forces, introduce an additional compressive

stress in the deck which is favourable in front of cracking and flexure, shear and torsion strengths.

4.4. Results of the structural analysis

Bending moments under permanent loads before and after strengthening with external prestressing are shown in figure 27. It can be seen that the bending moments slightly changes with respect to those of the original bridge. The bending moments under the live load are quite similar to those estimated in the case of strengthening system 1.

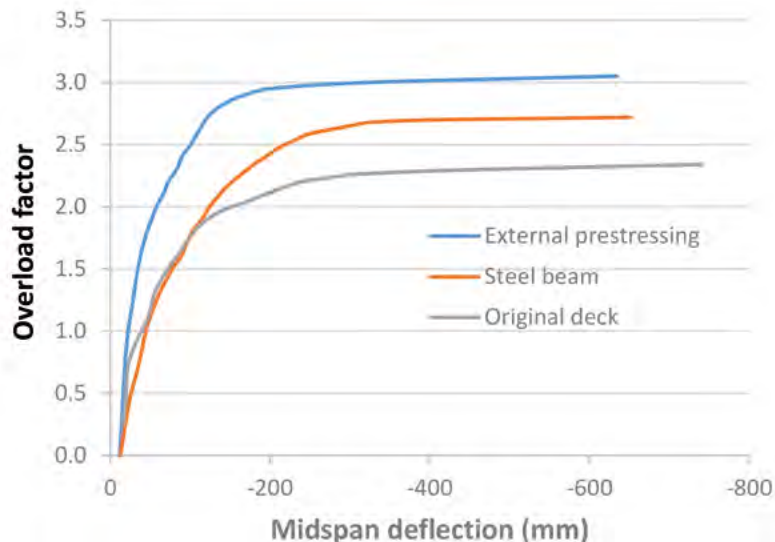


Figure 28. Load deflection curves.

In order to compare the performance of the structure in both cases, an incremental analysis up to failure was performed. Figure 28 shows the load-displacement curves of the bridge deck including the original bridge and the two strengthening solutions.

It can be seen that both solutions increase the stiffness and the strength of the structure. The solution using external prestressing provides a higher stiffness, especially in the post-cracking state, although under service load levels there are almost no differences. However, at ultimate load level, the external prestressing provides higher flexural strength than the use of a steel beam, because of the higher steel strength and the additional compression provided by the prestressing in a region of ductile flexural failure.

Nevertheless, due to lower cost, technical easiness and higher versatility of the system, solution 1 looks to be more adequate and was the one chosen.

5. CONCLUSIONS

An evolutionary analysis model capable to simulate, among others, the effects of phased construction processes, corrosion of steel or other materials deterioration processes and interventions for strengthening or remodelling, has been presented. In addition, the model can capture different types of failure, such as flexural and shear failures and can account for the effects of delamination in FRP strengthened structures using FRP laminates.

The model has been verified with the results of two tests on strengthened structures, one in flexure using FRP and the other in shear using enlargement of the section and additional shear reinforcement. In both cases, the model has shown its capacity to adequately simulate the behaviour of the strengthened structure.

In addition, two solutions for the remodelling of a freeway overcrossing in which two piers had to be shifted to widen

the freeway roadway have been studied, and their efficiency compared. The model has shown to be capable to simulate all operations needed to carry out the required intervention. It has been shown that the actually constructed solution resulted to be very adequate to solve the structural problems faced with high versatility and constructive simplicity. On the other hand, the alternative solution, based on external prestressing, increases the un-cracked range and the flexural capacity of the deck, with less amount of materials. However, it is a more complex solution and not as versatile as the constructed one.

The combination of construction steps, time steps, load steps and equilibrium iterations to satisfy the effects of material non-linearity, allows considering the state of the structure along its entire service life. With respect to strengthening efficiency, the model allows evaluating the state of stresses, strains, and damage previous to the intervention, thus providing an accurate evaluation of the safety and serviceability performance of the remodelled structures than usual linear-elastic models.

Furthermore, the proposed model has shown to be a very useful tool to compare the efficiency and adequacy of different strengthening solutions, thus contributing to design safer, less expensive and more sustainable strengthening or remodelling interventions.

Acknowledgements

This paper is dedicated to the memory of an extraordinary engineer and human being, Luis Ortega Basagoiti, who was an example and reference for structural engineers and researchers along his professional career. The works described in this paper have been developed in the framework of the following research projects funded by the Spanish Science and Technology Ministries and by the European Funds for Regional Development, ADDRESS (BIA2009-11764), REHABCAR (IPT-370000-2010-029), HORVITAL (BIA2015-64672-C4-1-R) and STRADURAVIUS (RTI2018-097314-B-C21).

References

- [1] Macchi, G., Calvi, G.M., Sullivan, T.J., (2018) Structural Strengthening and Retrofit; Motivations, Concepts and Approaches, 1–24. https://doi.org/10.1007/978-981-10-5858-5_1.
- [2] Aparicio García, J. (2019) Corte de soporte o pilar sin gatos. Postesado para estructura metálica: método cuña-contracuña; tecnología derivada., *Hormigón y Acero*. 70(288) 35–55. <https://doi.org/10.33586/hya.2019.002>.
- [3] Priestley, M., Seible, F., Calvi, M. (1996) Seismic design and retrofit of bridges.
- [4] Martínez Calzon, J., (1995) Ampliación de las luces de 15 pasos superiores continuos postesados, para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la autopista AP-7 Barcelona-La Junquera, Tramo: Hostalric-Maçanet, *Hormigón y Acero* 46(196) 133–146.
- [5] Astiz, M.A., Ortega Basagoiti, L., Floriano, M. (2005) Reducción de vibraciones por efecto del viento en la torre de control de un aeropuerto, in: II Congr. Puentes y Estructuras Edif. ACHE, Zaragoza.
- [6] Khaled, H., Nabil, A., Nageh, M., Magdy, T. (2014) State-of-the Art Review: Strengthening of Reinforced Concrete Structures – Different Strengthening Techniques, in: *Sixth Int. Conf. NANO-TECHNOLOGY Constr.* (NTC 2014), Cairo.
- [7] Trinh, J.L. (1987) Structural Strengthening by External Prestressing, in: S.N. and E. Absi (Ed.), *Bridg. Eval. Repair Rehabil.*, The University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- [8] Holloway, L. (1999) Strengthening of Reinforced Concrete Structures. Using externally bonded FRP composites in *Structural and Civil Engineering*, Woodhead P.
- [9] fib (2019) Externally applied FRP reinforcement for concrete structures, fib bulletin 90.
- [10] ACI Committee 562 (2012), ACI Requirements for Evaluation, Repair and Rehabilitation of Concrete Buildings (ACI 652-13) and Commentaries.
- [11] Calderón Bello, E., Díaz-Pavón Cuaresma, E. (2018) Dificultades en el planteamiento del refuerzo de pilares de hormigón armado, *Hormigón y Acero*. 69 (284) 49–58. <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.09.001>.
- [12] Kang, Y.J., Scordelis, A.C. (1990) Non-linear segmental analysis of reinforced and prestressed concrete bridges., in: *3rd Int. Conf. Short Mediu. Span Bridg.*: pp. 229–240.
- [13] Mari, A.R. (2000) Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames, *Eng. Struct.* 22, 585–596. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00009-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00009-7).
- [14] Mari, A. (1984) *Nonlinear Geometric, Material and Time-dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames*, UCB/SESM, University of California, Berkeley.
- [15] Mari, A., Bairán, J.M., Moreno, R., Oller, E., Alvarez, J. (2012) Numerical simulation of bridges remodeling, in: *Int. Conf. Bridg. Maintenance, Saf. Manag.*: pp. 2032–2039.
- [16] Ferreira, D., Bairán, J., Mari, A. (2015) Efficient 1D model for blind assessment of existing bridges: simulation of a full-scale loading test and comparison with higher order continuum models, *Struct. Infrastruct. Eng.* 11, 1383–1397. <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.964734>.
- [17] Ferreira, D., Bairán, J., Mari, A. (2013) Numerical simulation of shear-strengthened RC beams, *Eng. Struct.* 46, 359–374. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.050>.
- [18] Ferreira, D., Oller, E., Mari, A., Bairán, J. (2013) Numerical Analysis of Shear Critical RC Beams Strengthened in *Shear with FRP Sheets*, *J. Compos. Constr.* 17, 04013016. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000434](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000434).
- [19] Ferreira, D., Oller, E., Mari, A., Bairán, J. (2016) Analysis of FRP Shear Strengthening Solutions for Reinforced Concrete Beams Considering Debonding Failure, *J. Compos. Constr.* 20 04016018. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000672](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000672).
- [20] Oller, E., Ferreira, D., Mari, A., Bairán, J.M. (2018) Numerical analysis of reinforced concrete beams strengthened in shear by externally bonded (EB) fibre reinforced polymer (FRP) sheets, *Hormigón y Acero*. 69(285) 113–120. <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.022>.
- [21] Bairan, J.M., Fernandez, I., Moreno, R., Mari, A., Velázquez, C. (2014) Efectos de la corrosión de las armaduras en su curva tensión-deformación y resistencia a fatiga. Modelo y calibración experimental, in: *Congr. La Asoc. Científico-Técnica Del Hormigón Estructural*: pp. 91–92.
- [22] Oller, E., Cobo, D., Mari, A.R. (2009) Interface Behavior in Fiber-Reinforced Polymer-Strengthened Beams Subjected to Transverse Loads: Maximum Transferred Force, *J. Compos. Constr.* 13, 35–44. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2009\)13:1\(35\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2009)13:1(35)).
- [23] Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J., Chen, J.F. (2003) Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs, *Constr. Build. Mater.* 17, 447–462. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(03\)00043-6](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00043-6).
- [24] Ye, L.P., Lu, X.Z., Chen, J.F. (2005) Design proposals for debonding strengths of FRP strengthened RC beams in the Chinese Design Code, in: *Proc., Int. Symp. Bond Behav. FRP Struct. Int. Inst. FRP Constr.* (IIFC), Hong Kong, China.
- [25] Chen, J.F., Yuan, H., Teng, J.G. (2007) Debonding failure along a softening FRP-to-concrete interface between two adjacent cracks in concrete members, *Eng. Struct.* 29 259–270. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.04.017>.
- [26] Lu, X.Z., Teng, J.G., Ye, L.P., Jiang, J.J. (2007) Intermediate Crack Debonding in FRP-Strengthened RC Beams: FE Analysis and Strength Model, *J. Compos. Constr.* 11 161–174. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268,11:2\(161\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268,11:2(161)).
- [27] Wu, Z., Niu, H. (2007) Prediction of Crack-Induced Debonding Failure in R/C Structures Flexurally Strengthened With Externally Bonded FRP Composites, *Doboku Gakkai Ronbunshuu E*. 63, 620–639. <https://doi.org/10.2208/jsceje.63.620>.
- [28] Said, H., Wu, Z. (2008) Evaluating and proposing models of predicting IC debonding failure, *J. Compos. Constr.* 12:284–299.
- [29] Faella, C., Martinelli, E., Nigro, E. (2008) Formulation and validation of a theoretical model for intermediate debonding in *FRP-strengthened RC beams*, *Compos. Part B Eng.* 39, 645–655. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2007.06.002>.
- [30] Matthys, S., (2000) *Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement*, University of Ghent, Belgium.
- [31] D'Antino, T., Triantafyllou, T.C. (2016) Accuracy of design-oriented formulations for evaluating the flexural and shear capacities of *FRP-strengthened RC beams*, *Struct. Concr.* 17, 425–442. <https://doi.org/10.1002/suco.201500066>.
- [32] Oller, E., Mari, A.R., Bellido, L. (2013) Design method for flexural strengthening with fiber reinforced polymer (FRP) laminates avoiding its premature debonding, *Inf. La Construcción*. 65 519–531. <https://doi.org/10.3989/ic.12.087>.
- [33] Ferreira, D., Mari, A., Bairán, (2014) J. Assessment of prestressed concrete bridge girders with low shear reinforcement by means of a non-linear filament frame model, *Struct. Infrastruct. Eng.* 10, 1531–1546. <https://doi.org/10.1080/15732479.2013.834944>.
- [34] Ferreira, D., Bairán, J., Mari, A., Faria, R. (2014) Nonlinear analysis of RC beams using a hybrid shear-flexural fibre beam model, *Eng. Comput.* (Swansea, Wales). 31, 1444–1483. <https://doi.org/10.1108/EC-04-2013-0114>.
- [35] Ferreira, D., Bairán, J.M., Mari, A. (2017) Influence of time-dependent restrained strains in the shear response of RC frames, *Mater. Struct. Constr.* 50. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0875-8>.
- [36] Bairan, J.M., Mari, A.R. (2006) Coupled model for the non-linear analysis of anisotropic sections subjected to general 3D loading. Part 1: Theoretical formulation, *Comput. Struct.* 84 2254–2263. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.08.036>.
- [37] Bairan, J.M., Mari, A.R. (2007) Multiaxial-coupled analysis of RC cross-sections subjected to combined forces, *Eng. Struct.* 29 1722–1738. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.09.007>.
- [38] Ceresa, P., Petrini, L., Pinho, R., Sousa, R. (2009) A fibre flexure-shear model for seismic analysis of RC-framed structures, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 38, 565–586. <https://doi.org/10.1002/eqe.894>.
- [39] Navarro Gregori, J., Miguel Sosa, P., Fernández Prada, M.A., Filippou, F.C. (2007) A 3D numerical model for reinforced and prestressed concrete elements subjected to combined axial, bending, shear and torsion loading, *Eng. Struct.* 29:3404–3419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.09.001>.
- [40] Mohr, S., Bairán, J.M., Mari, A.R. (2010) A frame element model for the analysis of reinforced concrete structures under shear and bending, *Eng. Struct.* 32 3936–3954. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.09.005>.
- [41] Le Corvec, V. (2012) Nonlinear 3d frame element with multi-axial coupling under consideration of local effect.

- [42] Di Re, P. (2017) *3D beam-column finite element under tri-axial stress-strain states: non-linear shear stress distribution and warping*, Univeristy La Sapienza.
- [43] Kagermanov, A., Ceresa, P. (2017) Fiber-Section Model with an Exact Shear Strain Profile for Two-Dimensional RC Frame Structures, *J. Struct. Eng.* 143, 04017132. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001839](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001839).
- [44] Poliotti, M., Bairán, J.M. (2020) B-spline sectional model for general 3D effects in reinforced concrete elements, *Eng. Struct.* 207. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110200>.
- [45] Bairan, J.M., Mari, A.R. (2007) Shear-bending-torsion interaction in structural concrete members: A nonlinear coupled sectional approach, *Arch. Comput. Methods Eng.* 14 249–278. <https://doi.org/10.1007/s11831-007-9007-5>.
- [46] Cladera, A., Mari, A., Ribas, C., Bairán, J., Oller, E. (2015) Predicting the shear-flexural strength of slender reinforced concrete T and I shaped beams, *Eng. Struct.* in review. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.025>.
- [47] Mari, A.R., Bairán, J.M., Cladera, A., Oller, E., Ribas, C. (2014) Shear-flexural mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams, *Struct. Infrastruct. Eng.* doi: 10.1080/15732479.2014.964735. <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.964735>.
- [48] Celada, U., Bairan, J.M., Mari, A., Pujol, M., Oller, E. (2014) Sobre el cortante en secciones en T y sus mecanismos resistentes, in: *Congr. La Asoc. Científico-Técnica Del Hormigón Estructural*: pp. 205–206.
- [49] El-Refaie, S.A., Ashour, A.F., Garrity, S.W. (2003) CFRP strengthened continuous concrete beams, *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.* 156, 395–404. <https://doi.org/10.1680/stbu.2003.156.4.395>.
- [50] (CEN) European Committee for Standardization (2016) Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Eur. Com. Stand. [https://doi.org/\[Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC\]](https://doi.org/[Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]).
- [51] Comisión Permanente del Hormigón (2008) Instrucción del hormigón estructural EHE-08.
- [52] Mari, A.R., Oller, E., Bairán, J.M. (2011) Predicting the Response of FRP-Strengthened Reinforced-Concrete Flexural Members with Nonlinear Evolutive Analysis Models, *J. Compos. Constr.* 15 (2011) 799–809. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000214](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000214).
- [53] Souza, R.H.F., Appleton, J. (1997) Behaviour of shear-strengthened reinforced concrete beams, *Mater. Struct. Constr.* 30, 81–86. <https://doi.org/10.1007/bf02486308>.



FHECOR

Ingeniería estructural (des)ensimismada

Rehabilitación del puente de Deba

Observar historia, materiales, entorno
Analizar entender, valorar
Diagnosticar dictaminar
Decidir solucionar
Gestionar el Patrimonio



TENEMOS MUCHO QUE HACER JUNTOS.

Porque nuestro trabajo no se entiende sin el tuyo, porque queremos trabajar junto a ti para que tu empresa pueda competir mejor. Porque contigo, estamos desarrollando la tecnología capaz de transformar el presente.

El futuro es tecnológico, compartámoslo.

#FuturoCompartido

Desarrollamos e integramos nuevas soluciones para la gestión y monitorización de infraestructuras.

tecnalia

MEMBER OF
BASQUE RESEARCH
& TECHNOLOGY ALLIANCE

Para más información:
Jesús Isoird
jesus.isoird@tecnalia.com
607.555.490

www.tecnalia.com



Standards for the Assessment of Existing Structures: Real Need or Caprice of Code Makers?

Normas para la evaluación de las estructuras existentes: ¿necesidad real o capricho de la furia reguladora?

Peter Tanner^a

^a MSc ETH; PhD Civil Engineering. Institute for Construction Science Eduardo Torroja (IETcc-CSIC) and Cesma Ingenieros, Madrid, Spain

Recibido el 4 de enero de 2021; aceptado el 10 de julio de 2021

ABSTRACT

The assessment of existing structures is an urgent issue of great economic importance in an increasing number of countries around the globe, as in many places a growing part of the total construction activity involves existing buildings, bridges and other civil engineering works. Currently, the Eurocodes, which will be used in all member states of the European Committee for Standardization, CEN, and possibly in more and more countries outside this space, are mainly focused on designing new structures. The use of design-oriented methods to assess existing structures often leads to a high degree of conservatism. This has serious economic, ecological and socio-political consequences if satisfactory structures are condemned as unsafe, thereby leading to an unnecessary investment of resources in their retrofitting or replacement, including the associated dismantling. For this reason, assessing existing structures often requires the use of refined methods that go beyond the scope of the design codes for new structures. Therefore, in the last 20 years, methods for assessing existing structures have been developed in many countries on a national level. However, they have not yet been coordinated and are not widely used in daily practice. There is therefore an urgent need to merge the various national approaches into a generally accepted, coherent and harmonized set of rules for existing structures that complement those for the design of new structures. CEN therefore took the initiative to start a project to develop new European technical rules for the assessment and retrofitting of existing structures. The development of the corresponding part of the Eurocode should be achieved in three steps. Two of these steps have already been completed, namely the preparation of a Scientific and Policy Report and, once adopted by the National Standardization Bodies of the member states, the conversion into a CEN Technical Specification. The third step, the conversion of the Technical Specification into an EN Eurocode Part, is currently in progress. Against this background, relevant differences between assessment and design from the point of view of structural reliability are discussed in this paper and some needs for further code provisions with regard to existing structures are identified.

KEYWORDS: Existing structures, deterioration, reliability, robustness, assessment, uncertainty, updating, probabilistic methods, partial factors, codes.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

La evaluación de las estructuras existentes es un tema prioritario, de gran importancia económica, en un número creciente de países de todo el mundo ya que en muchos lugares una parte cada vez mayor del mercado de la construcción se centra en las actuaciones relacionadas con edificios, puentes y otras obras de ingeniería civil que ya existen. Actualmente, los Eurocódigos, que se utilizarán en todos los estados miembro del Comité Europeo de Normalización, CEN, y posiblemente en más y más países fuera de este espacio, están principalmente enfocados al proyecto de nuevas estructuras. El empleo de métodos orientados al dimensionado para evaluar las estructuras existentes a menudo conduce a un alto grado de conservadurismo. Las consecuencias económicas, ecológicas y sociopolíticas podrían ser significativas si se condenaran como inseguras unas estructuras cuyas prestaciones son satisfactorias, llevando a una inversión innecesaria de recursos en su rehabilitación o desmantelamiento y sustitución. Por esta razón, la evaluación de las estructuras existentes a menudo requiere el uso de métodos refinados que van más allá del alcance de las reglas normalizadas para el proyecto de nuevas estructuras. Consecuentemente, en los últimos 20 años, se han desarrollado métodos para la evaluación de las estructuras existentes en muchos países a nivel nacional. Sin embargo, estos métodos aún no se han coordinado entre sí y su implementación en

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

la práctica diaria suele ser escasa. Existe por ello una necesidad urgente de fusionar los diversos enfoques nacionales en un conjunto de reglas generalmente aceptadas, coherentes y armonizadas para las estructuras existentes que complementen las reglas para el proyecto de nuevas estructuras. CEN tomó la iniciativa de iniciar un proyecto para desarrollar nuevas normas técnicas europeas para la evaluación y la rehabilitación de las estructuras existentes. Está previsto que el desarrollo de la parte correspondiente del Eurocódigo se logre en tres pasos. Ya se han completado dos de estos pasos, a saber, la preparación de un Informe Científico y de Política y, una vez adoptado por los Organismos Nacionales de Normalización de los estados miembro, la conversión de este documento en una Especificación Técnica de CEN. El tercer paso, la evolución de la Especificación Técnica en una Parte del Eurocódigo, EN, está actualmente en progreso. Sobre este trasfondo, en el presente artículo se analizan las diferencias más relevantes entre la evaluación y el proyecto desde el punto de vista de la fiabilidad estructural y se identifican algunos aspectos que deberían dar lugar a unas reglas adicionales en futuras normas dedicadas a las estructuras existentes.

PALABRAS CLAVE: Estructuras existentes, deterioro, fiabilidad, robustez, evaluación, incertidumbre, actualización, métodos probabilistas, coeficientes parciales, normas.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

1. INTRODUCTION

1.1. *Motivation*

Current and future activities related to the development of cities, industrial areas and infrastructures should be determined by sustainability goals [1]. New needs are therefore not simply answered by adding new buildings and infrastructures to the existing built environment or by replacing existing with new engineering works. Rather, ways are being explored to modify existing systems to meet new demands, or simply to extend their service life. For this purpose, the reliability of existing structures must be verified, activity that is usually denominated as assessment [2, 3].

In general, an assessment of an existing structure may be required in the case of [4]:

- a change in the purpose of the structure compared to that for which it was originally designed or previously assessed;
- deviations in the properties of the structure from those adopted in the original design or in the previous assessment.

Examples of changes in the purpose of a structure include:

- change of use;
- increase of actions;
- extension of the originally intended design service life;
- increase in reliability requirements (e.g. due to higher consequences in case of failure).

Deviations in the properties of a structure can be due to the following causes, among others:

- modifications of the structural system (e.g. extension, upgrading, repair);
- deterioration induced by time-dependent actions and environmental influences (e.g. corrosion, fatigue);
- damage induced by accidental events, overloads, changes of the boundary conditions (e.g. differential settlements);
- defects resulting from previously undetected errors during design, construction or use.

The general principles of structural reliability laid down in the Eurocode for structural design [5] also apply to the assessment of existing structures. However, there are important differences between assessing existing and designing new structures.

The use of design-oriented methods to assess existing structures therefore often leads to a high degree of conservatism with serious economic, ecological and socio-political consequences if resources are invested in the unnecessary strengthening or replacement of existing structures with the associated disruptions [1]. This paper briefly discusses relevant differences between assessment and design.

Widely divergent approaches exist to deal with these differences. Such approaches are characterized not only by national choices and preferences, but also by differences depending on the type of structure being assessed [6]. There is therefore an urgent need to merge the various options into a generally accepted, coherent and harmonized set of rules for the assessment of existing structures that complement those for the design of new structures. The Technical Specification [3] recently published by the European Committee for Standardization, addresses these differences but provides only general principles for the assessment of existing structures which are currently being further developed [7, 8] for their effective operational use in practice (Section 7).

1.2. *Scope*

The main difference between assessing the performance in existing and design phase structures is that many characteristics whose values are merely anticipated in the latter can be measured in the former, taking also into account the effects of the construction process and subsequent life of the structure, during which it may have undergone alteration, deterioration, misuse and other changes to its as-built (or as-designed) state. The accuracy of the assessment results obtained by applying load and strength models can usually be improved by collecting more data about the structure under analysis and about the actions and influences to which it is exposed (Sections 3, 4). This does not mean, however, that the uncertainties can be completely resolved: in-service inspection and testing are also associated with uncertainties [4]. Therefore, assessment is conducted by stages [3], raising the quality of the information available from stage to stage.

Another relevant difference between the design of new structures and the assessment of existing ones concerns the level of reliability required (Section 2). The choice of this level

depends, among other parameters, on the amount and expense of effort needed to reduce the risks associated with a structure. The cost of achieving a higher level of performance (i.e. increased safety) is usually high in existing structures compared to the cost of improving the same performance in the design phase of a new structure. This aspect should be considered when choosing the level of reliability required for an existing structure [1], along with the influence of the remaining service life.

Deterioration due to environmental influences, repeated actions or use-induced wear is typically a cumulative process that can adversely affect structural reliability. Differences between existing and new structures also evolve from the treatment of the possible combination of cumulative deterioration and extreme action effects (Section 5).

Although the detailed design of any engineering structure requires multiple iterative steps, the ultimate result is a clear definition of the type, layout and dimensions of the load bearing system and its individual elements and details, as well as an appropriate selection of construction materials. This can be fundamentally different in an existing structure in which different approaches may be advisable, depending on the results and conclusions from the assessment with regard to the relevant requirements for the system (Section 6). Appropriate recommendations should be formulated to the owner, taking into account the conditions for possible intervention and future operation of the construction work. Such recommendations can therefore include constructional or operational intervention measures that belong to different categories.

After discussing the main differences between assessment and design, further needs for code provisions in relation to existing structures are identified (Section 7). These provisions should go beyond the general principles of the current documents on the basis of assessment and retrofitting [2, 3].

2. TARGET RELIABILITY LEVEL

Significant aspects that must be considered when determining the target value of the reliability index for the assessment situations relevant to an existing structure include the following [3]:

- the possible cause and the mode of reaching a limit state;
- the possible direct and indirect consequences of failure in terms of risk to life, injury, potential environmental and economic losses, social and political consequences, loss of cultural heritage value, etc.;
- the relative cost of safety measures to increase reliability;
- the reference period.

The acceptable reliability levels for existing structures can be different from those required for new structures. The following types of considerations can justify lower levels for existing structures:

- economic: the relative cost of safety measures to increase the reliability of an existing structure can be very high, while the additional cost of increasing the reliability in the design phase of new structures is generally low;

- societal: the strengthening or replacement of existing structures can lead to the resettlement of residents, the interruption of activities or may influence the values of cultural heritage, circumstances that normally do not play a role in the design of new structures;
- sustainability: sustainability goals are of fundamental importance when deciding to extend the service life of existing buildings and infrastructures, or when adapting such systems to new needs, as this implies a reduction in resource consumption compared to replacement with new structures or structural elements (see 1.1); likewise, the rehabilitation of existing structures usually allows the selection of the most suitable solutions and materials from the point of view of sustainability.

Target reliability levels can be derived based on explicit risk analysis or economic optimization, meeting acceptable human safety levels, for example in relation to current best practice [7]. When selecting target reliability levels, it should be taken into account that the intended remaining service life of an existing structure often may be shorter than the design service life of new structures. In any case, the reference period to which the target reliability is related can be selected independently of the remaining service life. However, the same reference period should be adopted as for the statistical parameters of the relevant variable actions. If annual target reliabilities are used, the corresponding structural performance should be achieved in each subsequent year of the remaining service life. This is particularly relevant in the case of deteriorating structures (Section 5), in which the final year of the remaining service life is decisive (see 5.2).

3. UPDATING INFORMATION

3.1. General

The acquisition of new data about an existing structure by means of inspections, measurements or tests is intended to supplement the available prior information, which may often be vague, with respect to aspects such as geometrical properties, actions and environmental influences, construction material and geotechnical properties, as well as the actual condition of the structure, its behaviour or deformation capacity [3]. When new information becomes available, all relevant data need to be evaluated, taking into account the uncertain prior information. This process is known as updating information, which is one of the main tasks of any assessment.

Two complementary approaches can be considered to update information about the properties of a structure and its performance under the actions and influences to which it is exposed [4]:

- the updating of the probability of structural failure by using information from load testing or about the performance of the structure in the past;
- the collection of data on individual basic variables by performing on-site inspections to update previously available uncertain information.

3.2. Updating the failure probabilities

Formally, the direct update of the probability of failure can be carried out using fundamental relationships from probability theory [4, 7], together with the information that an existing structure or structural component has withstood an applied load effect. In practice, load effects are known in the case of load tests or, to a lesser extent, if the maximum load applied over the past service life can be estimated.

In this context it should be noted that the observation that a structure or structural component has withstood a load test does not reveal its actual resistance, nor does it provide a direct measure of structural reliability. Such an observation only indicates that the minimum resistance of the structure at the time of the test is greater than the effect of the applied load. Therefore, in order to update the probability of failure of a structure on the basis of a known load, the original cumulative distribution function for the structural resistance used for this purpose can be cut off at the level of the known deterministic or random action effects, allowing for the relevant model uncertainties including those associated with the conversion from an action to its effects. If no knowledge on the resistance is available, the probability of failure may be assessed based on the effects of the known action and its statistical distribution.

Similarly, satisfactory performance of a structure during T years of service indicates that, in the absence of significant degradation, its minimum resistance is greater than the maximum action effect applied over that period. To quantify the probability of failure, the distribution function for the structural resistance can be updated taking into account the known deterministic or the estimated random maximum action effect over the same period of T years.

3.3. Updating the basic variables

When updating the probability distribution function of a basic variable, X_i , its parameters (e.g., mean value, standard deviation, coefficient of skewness, lower bound, etc.) may be considered as random variables [4, 7, 9]. Prior distribution functions for the unknown parameters of the investigated variable should reflect all the information available before the in-service data acquisition is carried out. Given such prior distributions and statistical data from new observations, posterior distributions can be derived, e.g. by applying a Bayesian method [9]. In general, the following assumptions are appropriate for the type of distribution in most applications:

- for dimensions and material properties, respectively a Gaussian and a log-normal distribution may be adopted;
- a Gaussian distribution may be appropriate for permanent action effects;
- an extreme value distribution may be suitable if it is intended to represent a maximum value within a chosen reference time (e.g., effects due to variable or accidental actions).

The choice of probability distribution functions should be made with caution, considering possible bias and skewness. The coefficients of asymmetry and kurtosis may provide valuable information for determining the appropriate theoretical model (i.e., probability distribution function).

It is important to note that any method used for inspection, measurement or testing has a limited resolution (see 1.2). Uncertainties associated with such methods include [4]:

- measurement error;
- inherent variability of a measured parameter;
- model uncertainty when a parameter cannot be measured directly so that a relationship is needed between it and the corresponding measured parameter;
- statistical uncertainty due to a limited number of measurements.

These uncertainties should be taken into account when determining the statistical data that describe the measured parameter. This can be achieved, for example, by increasing the coefficient of variation of the corresponding parameter [7]. In this context, it should also be taken into account that the uncertainties associated with non-destructive testing methods are generally higher than with destructive methods.

4. VERIFICATION

4.1. Overview

Similar to the design of new structures, when assessing existing structures it should be verified that no limit state is exceeded for all relevant assessment situations [7]. The most accurate way of assessment would be to explicitly consider updated load and strength variables through the use of reliability methods or risk-based decision procedures. However, such methods and procedures are time-consuming, calling for a specific working knowledge of probabilistic methods, and are only applied in special cases. For example:

- if using the partial factor method it cannot be demonstrated that the structure or element achieves the required reliability;
- when uncertainties are outside the usual ranges;
- in cases with severe failure consequences or insufficient robustness;
- for decisions regarding a whole group of similar structures (e.g. calibration of partial factors);
- when evaluating the efficiency of different options for intervention (e.g. monitoring and maintenance strategies).

To verify whether an existing structure meets the relevant reliability requirements for all assessment situations, the partial factor format is normally used, equivalent to the format specified for structural design [5]. The difference is that the relevant parameters, including the characteristic values of the basic variables and partial factors, can be modified based on updated information [7].

4.2. Partial factor format

When using the partial factor format, the assessment values for the action effects, E_a , are compared to the assessment values for the respective strengths, R_a . The so-called assessment values [7] are equivalent to the design values for new structures

[5]. Structural reliability requirements are met if inequality (1) is fulfilled for all relevant assessment situations:

$$E_a \leq R_a \quad (1)$$

E_a and R_a can be expressed as functions of the assessment values of the basic variables, x_{ai} , as in formulas (2) and (3):

$$E_a = E \{ x_{a1}; x_{a2}; x_{a3}; \dots; x_{ai} \} \quad (2)$$

$$R_a = R \{ x_{a1}; x_{a2}; x_{a3}; \dots; x_{ai} \} \quad (3)$$

The assessment values for the effects of actions, E_a , and the corresponding strengths, R_a , should be determined in a manner comparable to the design values E_d and R_d , respectively, using the rules for the design of new structures [5] where applicable, but substituting the values of all design parameters –including basic variables, partial factors, ψ factors and conversion factors–, with the corresponding values for assessment. As an example, for the reliability verification of an existing structure at ultimate limit states for persistent and transient assessment situations, inequality (1) can be expressed using the general format of formula (4):

$$E_a = \gamma_{Sa} E \{ \sum (\gamma_f \psi F_k); a_a; X_{Ra} \} \leq R_a = \frac{1}{\gamma_{Ra}} R \{ \frac{\eta X_k}{\gamma_m}; a_a; \sum F_{Ed} \} \quad (4)$$

- F_{Ed} assessment values of actions used in determining E_a .
- F_k characteristic value of an action.
- X_k characteristic value of a material or product property.
- X_{Ra} assessment values of material properties used in determining R_a .
- a_a assessment value of geometrical parameters.
- γ_f partial factor that takes account of unfavourable deviations of an action value from its characteristic value.
- γ_m partial factor accounting for unfavourable deviations of the material properties from their characteristic values and the random part of η .
- γ_{Ra} partial factor for assessment accounting for the uncertainties in modelling the resistance and for geometric deviations, if these are not modelled explicitly.
- γ_{Sa} partial factor for assessment accounting for the uncertainties in modelling the effects of actions.
- η mean value of the conversion factor.
- ψ combination factor for assessment.

Strength or resistance models are specified in the material-oriented Eurocodes for the design of new structures. The assumptions underlying the structural resistance clauses are not always explicitly stated in the current Eurocodes and can generally not be assumed to be fulfilled for existing structures. Resistance models for design may therefore not be directly applicable to assess existing structures (Section 7).

4.3. Assessment values of the basic variables

Provided that the basic variables relevant for the reliability verification of an existing structure are specified by suitable

probability distribution functions (see 3.3), their characteristic values, x_{ki} , the associated partial factors, γ_{xi} , and the assessment values, x_{ai} , can be determined. By way of example, consider a log-normally distributed resistance variable x_i , associated with a non-deteriorated structure, with updated mean value, μ_{xi} , standard deviation, σ_{xi} and coefficient of variation, V_{xi} . The updated characteristic value, x_{ki} , is obtained as the lower 5% fractile of the updated probability distribution function of x_i . For relatively small coefficients of variation, $V_{xi} \leq 0.25$, the updated partial factor, γ_{xi} , may be obtained from formula (5) using, as a first approximation, the value recommended in the Eurocode [5] for the FORM sensitivity factor for resistance, α_R :

$$\gamma_{xi} = \frac{x_{ki}}{\mu_{xi}} e^{\alpha_R \beta_i V_{xi}} \quad (5)$$

The assessment value of the same variable, x_{ai} , to be applied in the reliability verification of the existing structure analysed, is obtained from formula (6):

$$x_{ai} = \frac{x_{ki}}{\gamma_{xi}} \quad (6)$$

Similarly, for a normally distributed action variable, x_i , with updated parameters μ_{xi} , σ_{xi} and V_{xi} , the updated partial factor, γ_{xi} , can be obtained from formula (7). As in the previous case, the value recommended in the Eurocode [5] for the FORM sensitivity factor for effects of actions, α_E , may be used as a first approximation:

$$\gamma_{xi} = \frac{\mu_{ki}}{x_{ki}} (1 - \alpha_E \beta_i V_{xi}) \quad (7)$$

The updated assessment value of the action variable, x_{ai} , can be derived as follows from the updated characteristic value, x_{ki} :

$$x_{ai} = \gamma_{xi} x_{ki} \quad (8)$$

For permanent actions, the updated characteristic value, x_{ki} , is normally considered to be equivalent to the updated mean value, μ_{xi} .

Variable actions are usually modelled as the product of a time-variant part and a time-invariant part. According to the Eurocode [5], for climatic actions the characteristic value of the time-variant part is chosen as the 98% fractile of the annual maximum. The characteristic value of the time-invariant part is tuned in such a way that for the product of the two characteristic values the exceedance probability for a one-year period again is 2%. For imposed loads, no specific statement is included in the Eurocode [5]. Assuming that the uncertainties associated with the time-invariant part are not relevant, for the effects of variable actions with a Gumbel distribution, the updated partial factor, γ_{xi} , may be determined on the basis of formula (9), where ϕ is the cumulative distribution function of the standardised normal distribution, σ_{xi} represents the updated standard deviation and the other parameters correspond to those of formula (7). As already mentioned (Section 2), all these parameters should relate to the chosen reference period. In the absence of a specific reliability analysis, the sensitivity factor, α_E , may again be approximated by using recommended

values [5]. Finally, the updated assessment value of the action variable, x_{air} is obtained by applying formula (8). The latter also applies to the general case if the uncertainties associated with the time-invariant part of the action are relevant, although the updated partial factor, γ_{air} cannot be represented with a closed formula.

$$\gamma_{xi} = \frac{1}{x_{ki}} \left(\mu_{xi} - \sigma_{xi} \frac{\sqrt{6}}{\pi} (0.577 + \ln(-\ln \phi(-\alpha_E \beta_i))) \right) \quad (9)$$

The above examples of updated partial factors and assessment values take no account of additional effects, e.g. due to model uncertainties. Further information on general procedures for taking such uncertainties into account can be found in the Eurocode [5].

5. DETERIORATION

5.1. General

Deterioration due to environmental influences, repeated actions or use-induced wear is typically a cumulative process that can adversely affect the reliability of existing structures. When designing new structures according to the Eurocodes, the possible combination of cumulative deterioration and extreme action effects is often neglected: durability design is usually considered separately from the design for ultimate and serviceability limit states. In some material-oriented Eurocodes, the design to prevent deterioration is based on verifications of well-defined and controllable limit states without direct negative consequences. These are often approximations to real limit states with direct consequences that are difficult to quantify and are therefore referred to as condition or proxy limit states [4]. Such simplifications are not appropriate for the assessment of existing structures that are affected by deterioration mechanisms:

- reliability requirements should be verified for the combined effects of cumulative deterioration and the relevant actions likely to occur during the remaining service life;
- condition limit states intended to prevent deterioration from affecting the performance of a new structure may not apply to existing structures that are affected by ongoing deterioration;
- indicators that are not based on measurable quantities cannot be used for inspection and maintenance planning.

5.2. Remaining structural resistance and verification

Resistance models are usually based on a combination of mechanical principles and empirical relationships. Models that explicitly take into account the effects of deterioration on resistance, adjusted or newly developed (Section 7), should preferably be based on mechanical principles. The scope of such models should include all relevant material-specific deterioration mechanisms and the associated uncertainties should be quantified.

Models should also be developed to describe the propagation of deterioration as a function of time, with the aim of predicting the condition of an existing structure over the re-

maining service life, going out from its actual condition at the time of assessment. Depending on the conditions to which the structure is exposed (e.g. environmental influences, repeated actions), these models should describe the onset and the rate of the cumulative processes that affect the parameters influencing the remaining structural resistance. The spatial distribution of the processes should be accounted for if relevant.

In deteriorating structures, the reliability requirements should be based on a reference period of one year (Section 2) and verifications should be carried out for the final year of the intended remaining service life. The uncertainties associated with the models that describe the propagation of deterioration as a function of time may be reduced by implementing structural health monitoring techniques to provide information about environmental influences on the structure, degradation processes or structural performance and their variation over time [7]. Such uncertainties should be taken into account, however, along with those associated with the resistance models for deteriorated structures (Section 7).

6. CONCLUSIONS FROM THE ASSESSMENT

The staged assessment process (see 1.2) of an existing structure can be completed if clear conclusions can be drawn from the findings regarding the assessment objectives, or if an additional assessment step is unlikely to provide relevant new knowledge. Depending on the assessment findings, the structure or a structural member may, within the scope of the assessment:

- achieve the reliability required, assuming adequate inspection and maintenance during the remaining service life;
- achieve the reliability required at the time of the assessment, but not for the complete period of time during which the existing structure is intended to remain operational, taking into account the anticipated development of its condition and the planned level of maintenance;
- fail to achieve the reliability required;
- need immediate correction of the existing condition by means of urgent risk mitigation measures.

If the required degree of reliability is not achieved with regard to structural safety, robustness, serviceability or durability, intervention is needed. Appropriate interventions should be defined case-specifically, taking account of the following:

- the type and importance of the structure;
- the type of basic requirement [5] that is not met;
- possible cause and mode of attaining a limit state;
- expected consequences of failure;
- options of interventions that are available.

7. CLOSURE

7.1. General

The recently published Technical Specification of the European Committee for Standardization [3] is not intended to es-

establish independent rules on the assessment and retrofitting of existing structures. Rather, these rules complement those laid down in the Eurocode for structural design [5]. Consequently, there is a strong interaction between both documents, with the Technical Specification focusing on the general principles for assessing existing structures, which differ from the basis for designing new structures, as explained in the previous sections. On the occasion of the conversion of the Technical Specification into an EN Eurocode Part [7], some further guidance needs to be provided to avoid inconsistencies between the two sets of rules for design and assessment, respectively, and to enable the consistent application of more advanced approaches than the partial factor format in verifying the reliability of an existing structure. It is not the aim of this article to provide a complete list of issues to consider in future code developments (see 1.1). However, some hints are given below as representative examples.

7.2. Reliability requirements

The first aspect to be considered is the reliability level. Indicative values for the target reliability index for the one-year and 50-year reference periods, $\beta_{t,1}$ and $\beta_{t,50}$, respectively, are assumed within the Eurocode [5] for the Ultimate Limit State design of building structures and bridges, belonging to different consequence classes and exposed to persistent, transient and fatigue design situations. The requirements for the one-year reference period are, in general, considerably higher than the corresponding values indicated in the international standard on reliability for structures [4]. The reason is that the annual values in the Eurocode [5] are based on the assumption that possible failure events in each year of the design lifetime are independent. In most cases, however, there is some correlation in failure events due to the constant presence of variables that do not change with time, like self-weight and also strength when measures are taken to avoid deterioration. In the international standard on reliability of structures [4], this correlation has been taken into account, for a better consistency of verifications related to, respectively, the one-year reference period, where the target should be met for every year of the chosen design life (or the remaining working life) of the structure, and those related to the 50-year reference period. The aforementioned inconsistency in the Eurocode [5] can be corrected when setting target reliability levels in the National Annex for use in a country. In addition to the failure consequences, the relative cost of safety measures should also be taken into account when establishing target reliabilities. Finally, indicative values should be given for serviceability limit states.

7.3. Uncertainties

Acceptability of an existing structure should be checked by comparing the outcome of the assessment to established reliability requirements as those mentioned before. Such requirements in turn depend on the level of uncertainty associated with standardized rules. Since the assessment of existing structures should be carried out considering their actual conditions and updating information entails a change in the uncertainties associated with structural analysis variables, the difficulty lies

in the want of any explicitly established degree of uncertainty associated with the standardized rules in force for structural design. The following information is therefore needed in relation with the Eurocodes:

- the state of uncertainty associated with the rules for structural design, i.e. the probabilistic models for actions and resistances, used for the calibration of partial factors;
- the partial factor format adopted for calibration purposes.

7.4. Structural resistance

In the same vein, material-specific Eurocodes currently provide models that are often based on a number of assumptions which, although not always explicitly stated, are only compatible with the design of new structures (see 4.2). Resistance models that cannot be used for the assessment of all existing structures should therefore be adjusted so that the effects of structural condition, including deterioration (Section 5), on the load bearing capacity can be modelled explicitly. Such assessment-specific provisions should be developed for future editions of material-oriented Eurocodes [8]. In some cases, it may be advisable to develop new models. If resistance models for the design are adjusted or expanded in their scope in order to enable the assessment of existing structures, partial factors for resistance, $\gamma_{R,d}$ should cover the degree of uncertainty associated with these models. When developing models to evaluate structural resistance after rehabilitation (e.g. for certain methods of repair or strengthening), partial factors for resistance should cover the degree of uncertainty associated with these models.

7.5. Robustness

In order to reach an adequate level of robustness, many modern codes, such as the Eurocode [5], require that the consequences of damage to structures due to an unforeseen adverse event must not be disproportionate to the original cause. Although the relevance of this feature of structures is well recognised, the clauses in structural codes and standards that seek to achieve this design goal are generally vague [10], mainly limited to general statements and intended to satisfy rules. To improve structural performance in terms of robustness, most known strategies require the adoption of measures in the conceptual design phase. A major problem in this regard is the lack of a general design philosophy for robustness. Therefore, any particular conceptual solution used may improve the structural performance for some hazard scenarios and worsen it for others [11]. Given this situation, even for apparently robust solutions, it is of the utmost importance to unequivocally identify all relevant hazards and hazard scenarios and to take them into account appropriately in the analysis. This is particularly relevant in the context of existing structures, where the adoption of measures related to the conceptual layout is normally not possible without constructional intervention. In addition, more operational rules are needed for providing structural robustness, beyond a list of general strategies, such as those included in current codes [5, 7, 12]. These rules should comprise quantitative decision criteria for the acceptance of the robustness of structures.

Acknowledgements

In November 1996 Luis Ortega Basagoiti entrusted us with the refurbishment project of a bridge over the Ebro River in Frías (Burgos). It was the first mandate of Cesma Ingenieros since our activity had started just a few weeks before. Despite our lack of experience, Luis's know-how as an extraordinarily talented and intuitive engineer, combined with his impressive personal qualities, simplicity and honesty, made this job a success for all of us involved. This article is dedicated to the memory of Luis.

The works described in this text have been developed within the framework of the activities of the CEN/TC250/WG2.T2 Project Team "Assessment and Retrofitting of Existing Structures – General Rules / Actions – Preparation of EN" and Ad-hoc group CEN/TC250/SC10 AHG "Reliability background in the Eurocodes – Development of safety related issues in the Eurocodes".

References

- [1] JRC Science and Policy Report (2015) *New European technical rules for the assessment and retrofitting of existing structures*, European Commission, Joint Research Centre, JRC, Ispra, ISBN 978-92-79-46022-7, doi: 10.2788/052881.
- [2] ISO 13822 (2010) *Basis for design of structures – Assessment of existing structures*, International Organization for Standardization, ISO, Geneva.
- [3] CEN/TS 17440 (2020) *Technical Specification – Assessment and retrofitting of existing structures*, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, July 2020.
- [4] ISO 2394 (2015) *General principles on reliability for structures*, International Organization for Standardization, ISO, Geneva, 2015.
- [5] CEN (2020) prEN 1990:2020, *Eurocode – Basis of structural and geotechnical design*, CEN/TC 250 N2555 Enquiry Draft, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, September 2020.
- [6] fib (2016) Bulletin 80, *Partial factor methods for existing concrete structures*, Federation internationale du beton, fib, Lausanne, 2016, ISBN 978-2-88394-120-5.
- [7] CEN (2021) prEN 1990-2:2021, *Eurocode – Basis of assessment and retrofitting of existing structures: general rules and actions*, CEN TC 250/WG2/WG2.T2 Project Team Version, Final Draft, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, March 2021.
- [8] CEN (2021) WG2.T2 Sub-task 3, *Report on requirements and guidance for the development of material-specific assessment and retrofit provisions*, CEN TC 250/WG2/WG2.T2 Project Team Version, Final Draft, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, March 2021.
- [9] JCSS (2001) *Probabilistic Assessment of Existing Structures*, Joint Committee on Structural Safety, RILEM Publications S.A.R.L.
- [10] CEN (2020) WG6.T2, *Robustness rules in material related Eurocode Parts*, CEN/TC250/WG6.T2 Project Team Report, European Committee for Standardization, CEN, Brussels.
- [11] Tanner P., Hingorani R. (2019) *Robustness: a practitioner's perspective*, IABSE Symposium Guimaraes, Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management, Report, Zurich, pp. 1444-1451, ISBN 978-3-85748-163-5.
- [12] CEN (2006) EN 1991-1-7:2006, *Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions*, European Committee for Standardization, CEN, Brussels.

Membrane Substitution of La Cartuja Stadium Roof in Seville, Spain

Sustitución de la membrana de la cubierta del estadio de La Cartuja de Sevilla, España

Enrique Goberna Pérez^a, Knut Stockhusen^b, Mike Schlaich^c

^a Structural engineer. Director at schlaich bergemann partner, Spain

^b Structural engineer. Partner & Managing Director of schlaich bergemann partner

^c Prof. Dr. sc.techn. Partner & Managing Director of schlaich bergemann partner

Recibido el 1 de diciembre de 2020; aceptado el 16 de abril de 2021

ABSTRACT

After 20 years of use, the roof membrane of the Olympic Stadium of La Cartuja in Seville showed signs of aging. This produced a certain loss of pre-stressing of the membrane-cable system that, together with a more than probable mismatch between the dead loads assumed in the original design and the current ones, made that the rainwater runoff did not drain to the appropriate points under certain rain conditions with wind downward pressure load. In March 2018, torrential rains combined with westerly winds that, in light of events, were compatible with the circumstances that led to poor roof drainage that resulted in some water ponds on the membrane. The article describes the steps that were taken to solve the pathology.

KEYWORDS: Large span roof, lightweight structures, membrane, pathology of structures, steel, cables.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

Tras 20 años de servicio, la membrana de la cubierta del Estadio Olímpico de La Cartuja en Sevilla mostró signos claros de envejecimiento, lo que se tradujo en una pérdida de pretensado del sistema estructural y por tanto de su rigidez. Esto, junto con un probable desajuste entre las cargas muertas asumidas en el diseño original y las actuales provocó que, bajo ciertas condiciones de lluvia y carga de viento de presión sobre la cubierta, las aguas de escorrentía no drenaran hacia los puntos adecuados.

En marzo de 2018 unas lluvias torrenciales se combinaron con vientos del oeste que, a la vista de los acontecimientos, eran compatibles con las circunstancias que provocaron un mal drenaje de la cubierta, lo cual dio lugar a estancamientos de agua en la membrana. El presente artículo describe los pasos que se dieron para solucionar la patología.

PALABRAS CLAVE: Cubiertas de gran luz, estructuras ligeras, membrana, patología de estructuras, acero, cables.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

1. BACKGROUND

In this paper, the project for the refurbishment of the large span roof with structural membrane of Estadio de La Cartuja in Seville (figure 1), Spain, is described. Its aim is to go through

the different phases of the project, from the appearance of the first incidents to the execution of the finally adopted solution, in order to establish conclusions and Lessons Learned to be applied in similar situations in the future.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: e.goberna@sbp.de (Enrique Goberna Pérez).



Figure 1. Olympic Stadium “La Cartuja” in Seville. Credit: La Cartuja Stadium SA.

2. LA CARTUJA STADIUM ROOF

La Cartuja Stadium is a multi-purpose stadium located in Isla de la Cartuja in Seville, Spain (figure 2).

It was built to be the flagship of the Olympic dream of Seville. Inaugurated on 5 May 1999, it hosted the World Championships in Athletics in August of the same year.

The stadium was one of the largest stadiums in Spain at the time. The design provided the opportunity to, if necessary, lower the pitch and fully convert the facility into a football stadium only. In such case, a new grand-stand would occupy the space that today belongs to the athletic field. The sports facility houses offices as well as a hotel.

The roof was designed as a spoke wheel structure, with one outer four chord truss compression ring, alternating radial ridge (upper) and valley (lower) cables and a single inner tension ring. A PVC coated polyester fiber membrane was installed in between the cables, working as a climatic barrier.

There are many variants of the spoke wheel structural system applied to roof structures [1]. A very typical example is the one with two outer compression rings and one inner tension ring. This version was applied for the stadium roof of La Cartuja, featuring some particularities that are explained next [2].

The most relevant parts of the roof structure are the following:

Compression ring: A three-dimensional steel truss formed by four built-up rectangular section chords. The plan geometry of the ring in plan is formed by two tangent curves of different



Figure 2. La Cartuja Stadium, Inside view Credit: schlaich bergermann partner.

radius (figure 4). The compression ring rests vertically on the building structure, and does so in an eccentric manner, as the stadium geometry does not exactly match the geometry of the compression ring.

Tension ring: The inner edge of the roof, formed by a bundle of eight fully locked steel cables. Its geometry is homothetic to the one of the compression ring. The tangential catwalk for maintenance hangs directly from the tension ring.

a) The stadium was designed by the architectural practice Cruz y Ortiz Arquitectos that, together with the contractor ACS and the local structural consultant AYESA, won a Design and Build competition. The structural engineering for the building project was commissioned to AYESA, while the structural design of the roof was finally commissioned to schlaich bergermann partner

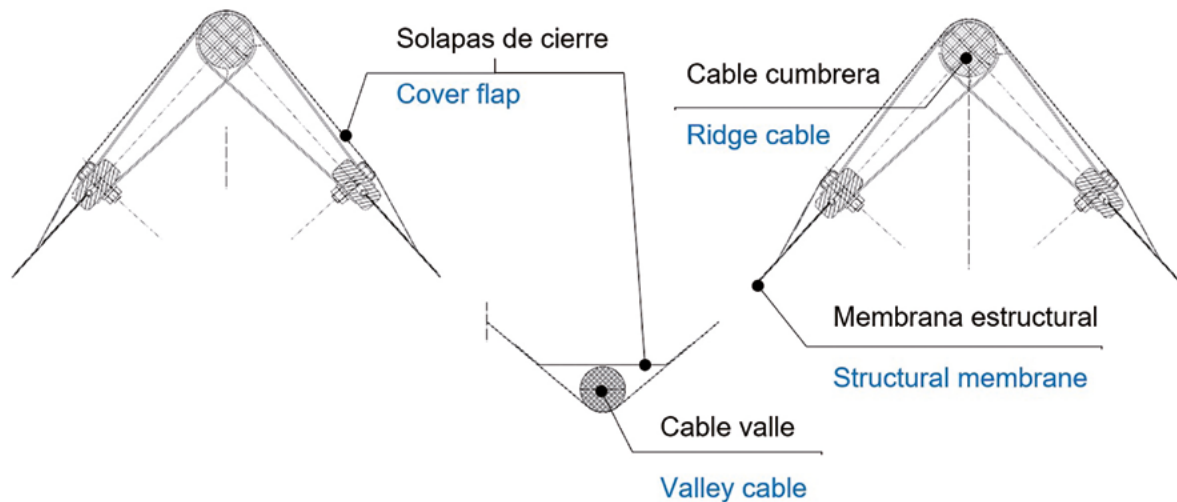


Figure 3. Tangential cut of a membrane bay. Connection to upper radial cables and interwoven with lower radial one
Credit: schlaich bergemann partner.

Radial cables: The roof has 88 radial cables. Half of them are connected from the upper inner chord of the compression ring, being these the ridge cables. The other half of the cables are connected from the lower inner chord of the compression ring, these being the valley cables. What makes this roof very particular is that the radial cables, ridge and valley cables, are alternating and never coincide on the same radial axis. The radial cables span 40 m between the inner edge of the compression ring and the tension ring.

Tension ring node: The intersection between the tension ring and the radial cables, either valley or ridge cables, are materialized by a high resistance steel casting node. These elements are transferring the deviation forces from the tension ring to the radial cable.

Membrane: Woven between the radial cables, the membrane is the element to shade and protect the spectators from sun and rain. It is a polyester textile membrane coated with PVC. The membrane panels go from ridge cable to ridge cable through the corresponding intermediate valley cable. In this way, the runoff rainwater is naturally conducted by the lower radial cable to the drainage point at the lower inner chord of the compression ring.

The membrane panels are continuous between two upper radial cables (ridge), joined to them by stainless steel straps attached to the membrane edge by an aluminum profile called a “keder”. The membrane is intertwined with the lower radial cable (valley) without any mechanical means. In this way, the lower radial cable (valley) can slide freely in relation to the membrane (figure 3). This makes the membrane easier to install since the number of stainless-steel belts and keder profiles (aluminum profile edges) is reduced significantly. This is not necessarily a structural or mechanical advantage, but it is economical.

The inner and outer edges of each membrane panel are materialized by edge catenary cables. In the case of the inner edge, next to the tension ring, the catenary cable goes from one tension node to the next. In the case of the outer edge,

the catenary cable connects the anchorage points of an upper radial cable and a lower one at its junction with the compression ring.

The roof structure of the La Cartuja Stadium is an example of a very efficient and economical application of the spoke wheel system to cover large spans.

3. STRUCTURAL PATHOLOGY

At the beginning of March 2018 there were torrential rains in Seville combined with strong west winds. On March 4th, La Cartuja Stadium maintenance management warned of large water accumulations in the membrane with associated plastic strains. At this point, the roof had been in use for 20 years without any incidents, but now a problem related with an abnormal drainage on the roof was reported. This was immediately notified to the architects, who forwarded the issue to the engineers of the roof.²

There were eight ponds located at the valleys of the five membrane panels on the west side of the roof (figure 5). The water ponds occurred at a variable distance between 3m and 10m from the tension ring, in any case, at the third of the span of the roof closest to the tension ring.

After the notification of the problem and the preliminary analysis of the photographs received, it was determined that the drainage problem would not compromise the global structural integrity of the roof, although it could lead to a local failure of the membrane. Therefore, a series of immediate measures to be carried out on the roof were communicated (figure 6), consisting of:

1. To cordon off the west grandstand.
2. To install lifelines to secure the maintenance personnel on the roof with harnesses.

² schlaich bergemann partner.

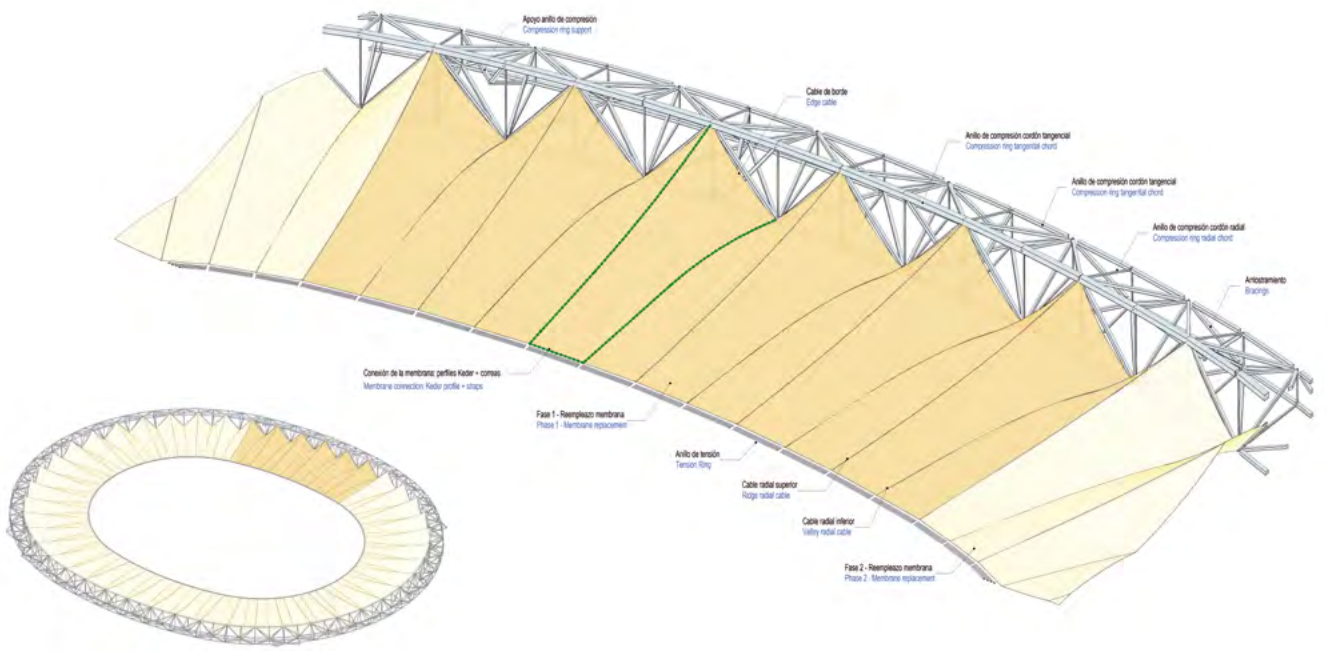
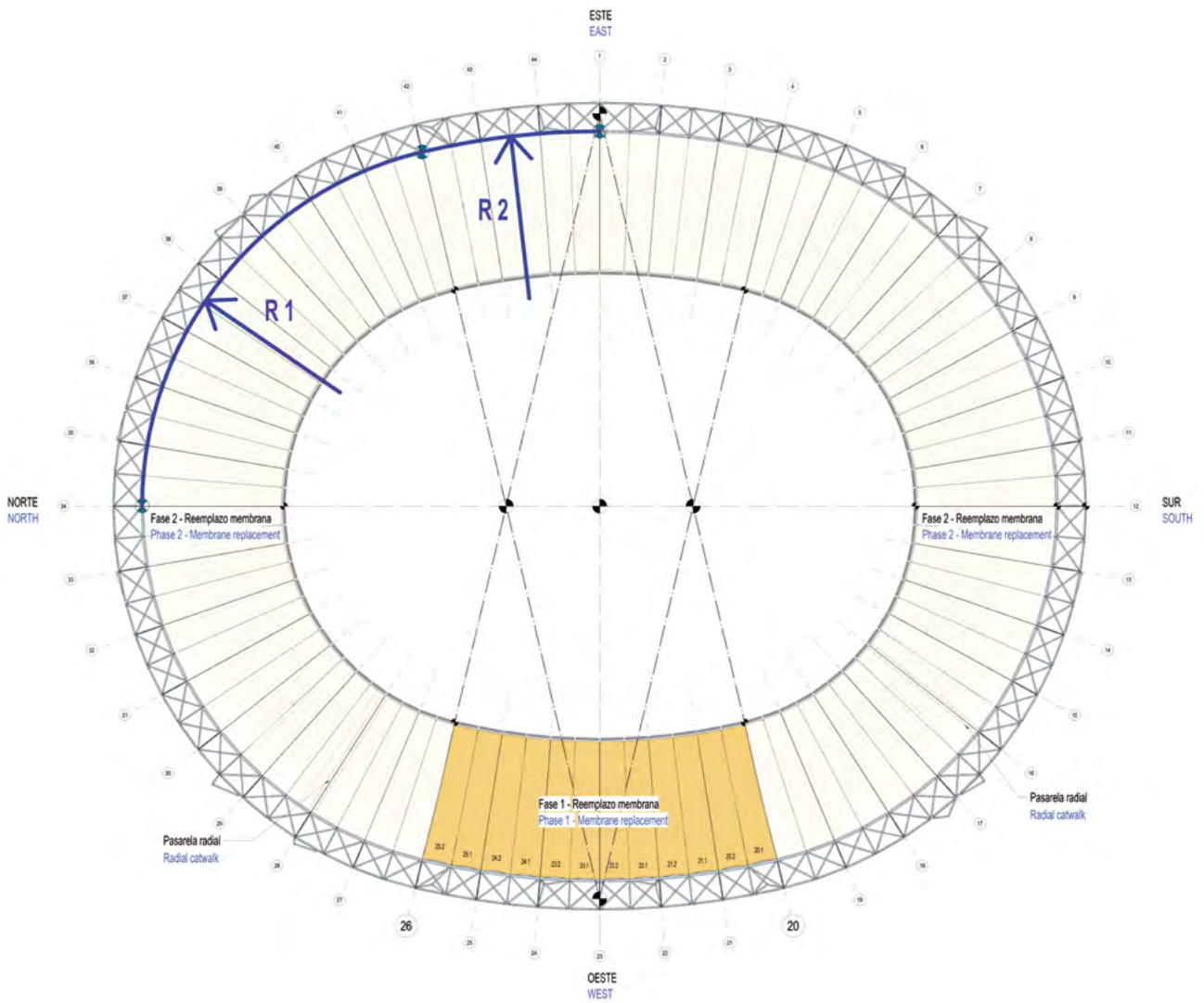


Figure 4. Elements of La Cartuja Stadium Roof Credit: schlaich bergemann partner.



Figure 5. Ponding on the roof. Credit: schlaich bergemann partner

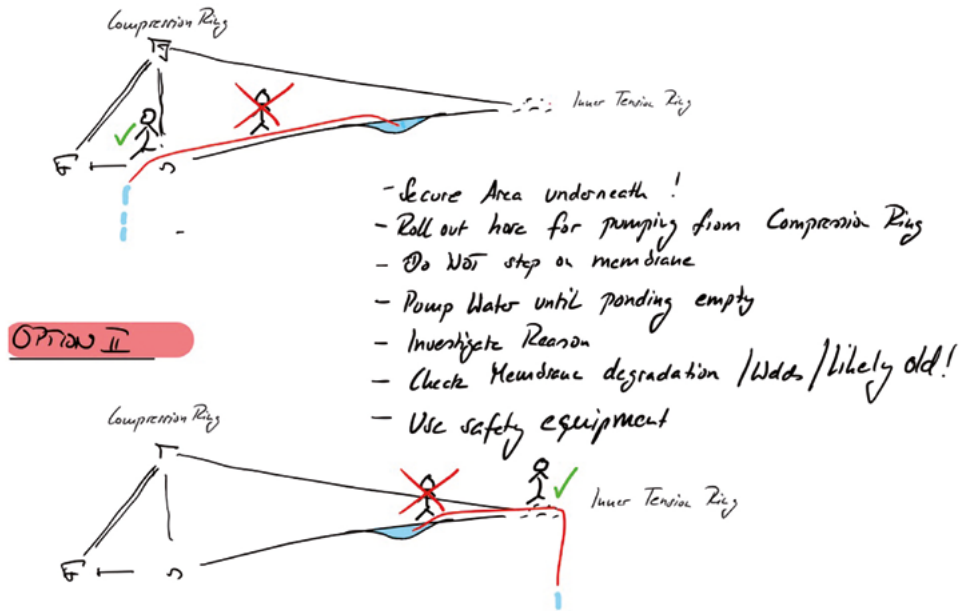


Figure 6. Immediate instructions given right after notification of the issue. Credit: schlaich bergemann partner.

3. To pump the water out from the ponds with of conventional pumps.
4. Do not step on the membrane.

It was appropriate to advise not to host any event in the stadium until the causes of the problem were analyzed and corrective measures were taken. The stadium had been used only for concerts and some punctual soccer matches, but it had no continuous use. However, the decision to temporarily close the stadium had a certain impact in the local media.

4. PRELIMINARY ANALYSIS OF THE PROBLEM

After 20 years of service, the roof was experiencing rainwater drainage problems. In order to determine the reasons as well as evaluate possible solutions a site visit was made. In this site visit, it was found that there was not much maintenance or inspection performed on the roof during its life span. This was evident in the accumulation of lichens and even vegetation in some points of the membranes (figure 7).



Figure 7. Some evidence in lack of maintenance. Credit: schlaich bergemann partner.



Figure 8. Drainages holes. Credit: schlaich bergemann partner.

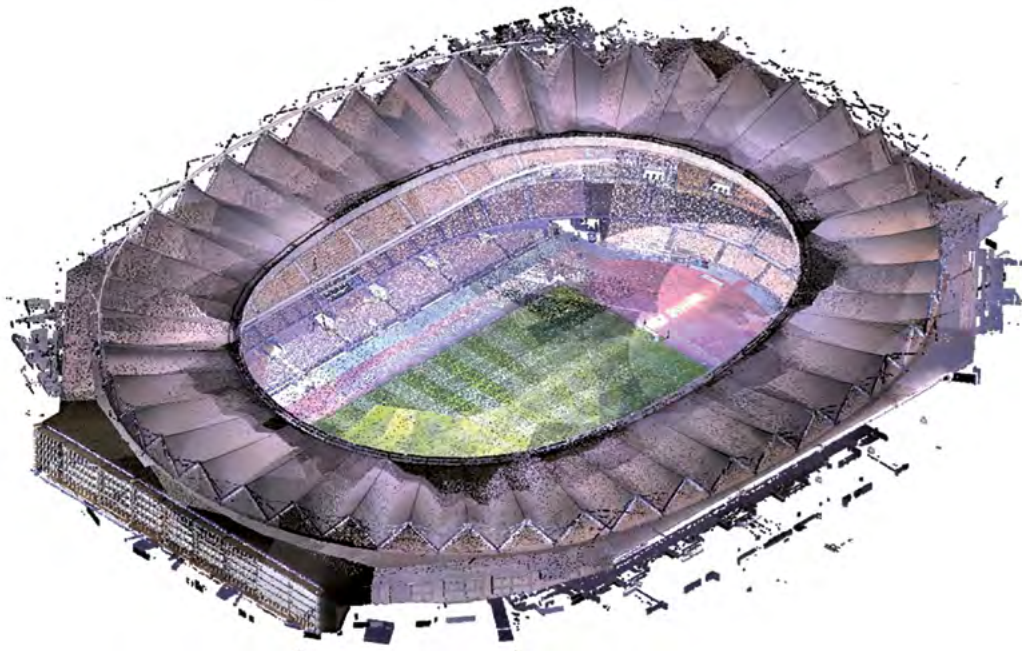


Figure 9. Result from scanning of the membrane after postprocessing of the data. Credit: schlaich bergemann partner.

However, it was also clear that the lack of maintenance on the membrane was not the main cause of the drainage problems with the roof. It was noted that the membrane had a clear lack of tension most probably due to aging effects. The topcoat of the membrane was coming off. It could be evidenced then that the life span of the membrane was close to its end. On the other hand, it was also noted that the points where ponding happened would become a focus for water accumulation as soon as it rained again. For this reason, it was necessary to drill some holes (figure 8) in the points that, *in situ*, were detected as those with the lowest relative level (more or less the center of the ponds: these were easy to identify since the accumulated water left a clearly distinguishable patch).

To make these drains while maintaining the integrity of the membrane, two stainless steel circular headplates were first screwed on and then a cross-cut in the center was made in the membrane. A diffuser plate was also installed to pre-

vent rainwater flowing down as a stream on rainy days. These drains, as a provisional solution, allowed, under certain conditions, the operativity of the stadium until a long term solution was found.

During the site visit, it was also detected that the tension ring was clearly depressed at the East and West side compared to other areas of the roof. This meant that the runoff water did not drain naturally to the compression ring, but partially to the tension ring, which was not prepared for it, resulting in undesirable water ponds. The reason for this circumstance could only be clarified via analytical studies. The maintenance managers of the stadium were asked to make a topographic survey of the most relevant points of the roof, including a mapping or scanning of the membrane that would be the basis for further analysis. The result of the survey was millions of points that had to be postprocessed (figure 9).

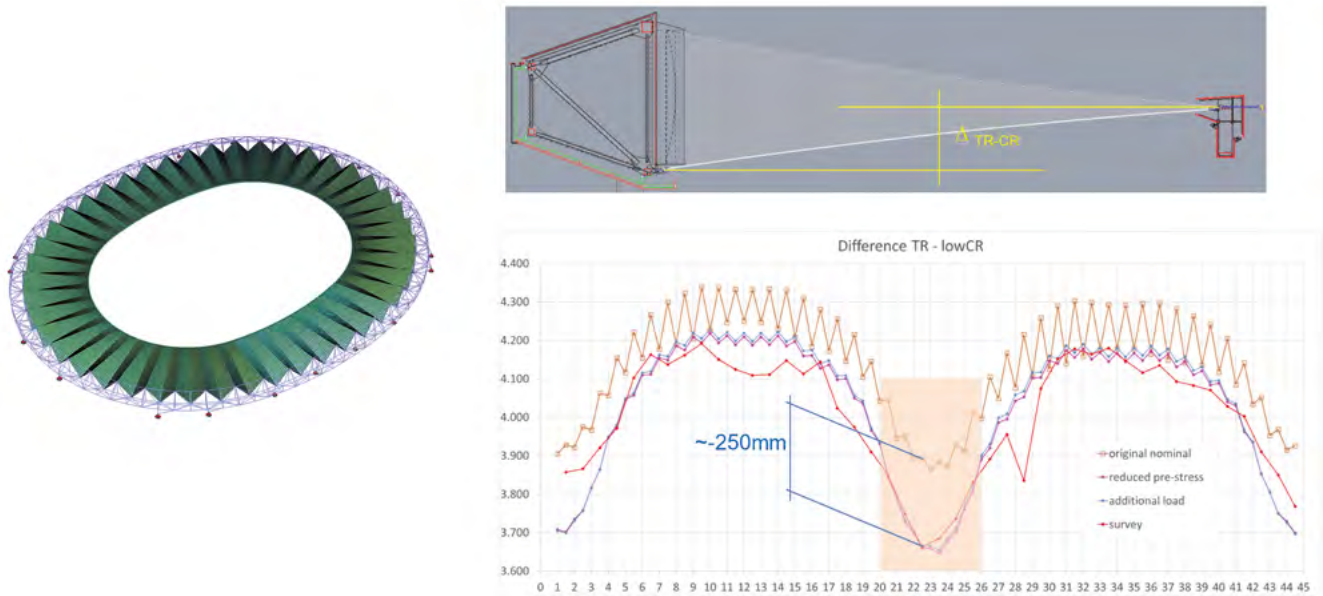


Figure 10. Calculation model and parametric study regarding level of tension ring. Credit: schlaich bergemann partner.

5. DIAGNOSIS: ANALYSIS OF THE PROBLEM AND ITS CAUSES

Once the data was collected and analyzed, a 6-step action program was set up as described below:

1. To compare the current geometry of the roof with the nominal one of the project.
2. To simulate the existing situation.
3. To establish the causes of the problem.
4. To study possible solutions.
5. To develop the preferred solution.

6. RESULTS OF THE ANALYSIS

As mentioned, the data provided by the company that scanned the roof structure consisted of millions of dots that had to be postprocessed in order to understand the existing situation of the roof. The reasons behind the drainage problems were to be revealed by the geometry of the tension ring and the radial valley cables, as was suspected during the site visit. In the meantime, the calculation model, with which the roof was calculated and designed 20 years ago, was also retrieved. This was going to be extremely useful to give the nominal or reference geometry of the structure.

By comparing the nominal project geometry with the geometry measured *in situ* (scanned geometry), it was possible to verify that in general the tension ring was lower in elevation than expected from the nominal geometry. This fact was more pronounced on the west side of the tension ring, where the difference was up to 25 cm (figure 10).

This could be part of the explanation of the pathology as the drainage of the cover is determined by the difference in

height between the tension ring and the bottom of the compression ring. The comparison of the valley cable geometry of the roof also pointed out that, in the current situation, the radial cable had practically no slope in the vicinity of the tension ring.

The next step was to try to depict a situation for permanent loads in the calculation model in which a geometry, such as the one measured *in situ*, was obtained. Different hypotheses to explain the geometrical differences found had to be made:

- a. A reduction in the pre-stressing of the cables that, assuming that they were manufactured properly, could have its origin in the creep of the cables. With this hypothesis, the pretension of the cables was a parameter to manipulate in the calculation model the elevation of the tension ring.
- b. A reduction of the pre-stressing of the membrane due to the degradation of its properties over time. With this hypothesis, the pretension of the membrane was a parameter of the calculation model to mainly manipulate the geometry of the radial cables and in particular the geometry of the lower ones (valley cables), which was the greatest interest since they are the channels for drainage towards the compression ring.
- c. An excessive load on the tension ring, more specifically on the tangential maintenance catwalk. With this hypothesis, the weight of the tension ring catwalk became as parameter to manipulate the height of the tension ring.

The structural model is basically a mechanism in equilibrium thanks to the imposed internal forces of the system (pretension) found in a form finding process for the desired geometry of the roof, the project geometry [3].

With the appropriate analysis /manipulation of the parameters that were determined for each hypothesis (pre-stress and weight), and combining them accordingly, it was possible to reach a geometry very similar to the one surveyed.

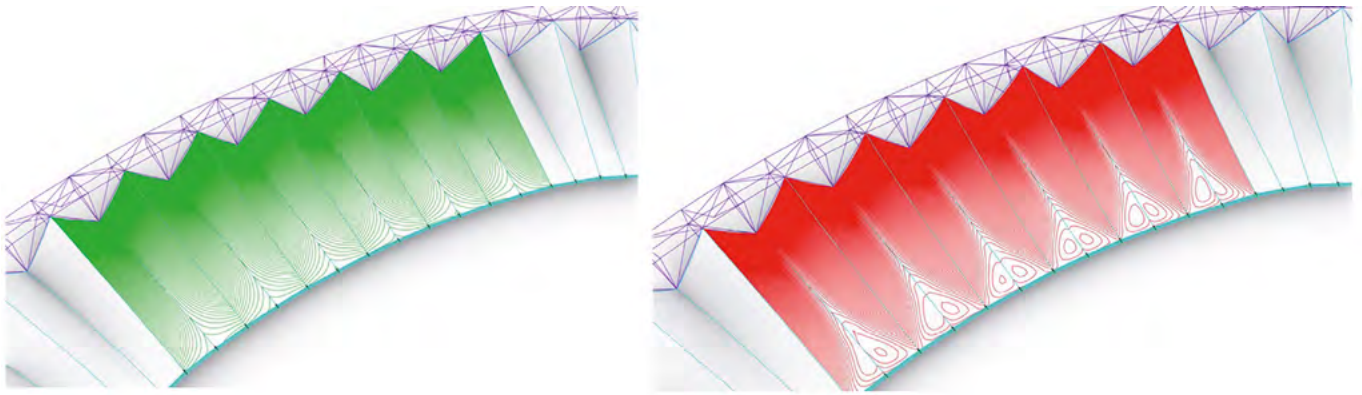


Figure 11. Iso lines under permanent conditions (green). Iso lines under permanent conditions combined with uniform load 0.15kN/m^2 (red).
Credit: schlaich bergmann partner.

- In particular, it was found that either:
- with a 20% reduction of pre-stressing in cables combined with a 48% prestressed reduction in the membrane,
 - or
 - with an extra weight of 250 kg/m on the maintenance catwalk in combination with a 20% reduction in the pre-stressing of the membrane,

a quite accurate approximation of the geometry surveyed could be reached. Since there were different paths to reach the existing geometry, it could be stated that the cause of the pathology was not unique and it probably was the result of a combination of certain unfavorable scenarios.

Once the current situation of the roof was simulated, it was possible to verify how the drainage would work in future situations. It could be noted that, under permanent conditions, the level isolines showed an appropriate slope towards the compression ring at the valley cable. It could also be noted that, at East and West sides, the level iso-line were getting closed about themselves next to the tension ring as soon a pressure load is acting on the membrane (figure 11). This would create water accumulation in case of rain (now mitigated with the drainage holes that were made).

West component winds, predominant in Seville due to the directionality imposed by the Guadalquivir River, cause pressure loads (downwards) on the roof. This fact combined with heavy rain, a lack of pre-stressing of the system due to clear evidence of aging and a more than likely increased load on the maintenance catwalk caused the drainage problem reported in March 2018.

6. STUDY OF SOLUTIONS AND FINAL SOLUTION ADOPTED

With the data available so far, it was possible to establish a series of primary measures that could be carried out regardless of what the integral and final solution to the problem would be:

1. To replace the entire roof membrane with a new one. The existing membrane showed signs of degradation and 20 years is a life in the range of what is expected for a PVC membrane.
2. To provide to the new membrane with an updated pre-stressing of 5k N/m and comparatively more than what current membrane has.
3. To attach the inner edge of the new membrane to the tension ring directly and not to a catenary cable as was previously the case. This would make the inner edge of the membrane stiffer in the vertical direction.
4. The new membrane panels would be subdivided between ridge cable and valley cable and not, as before between consecutive ridge cables, intertwining without mechanical means over the valley cable.

The calculation model, adjusted to the real situation, enabled the analysis of how the roof would behave when applying these four measures. It was possible to verify that, although these measures improved the situation, the risk of ponding in the vicinity of the tension ring persisted. It was therefore necessary to establish additional measures to ensure drainage towards the compression ring in all possible scenarios.

The additional measures to be considered would have to be effective and economical, as the budget for membrane replacement was very tight. They would also have to meet tight deadlines given that La Cartuja's intention was to reopen the stadium as soon as possible, having already committed to a series of events for the end of 2020. Thus, the deadline for implementing the solution could not go beyond November 2020.

The additional measures that were considered were the following (figure 12):

Opt. 1: To add an additional over-coverage on top of the area with increased ponding risk. This additional coverage would aim to provide a sufficient slope towards the compression ring at the problematic areas. Here, the space between both membranes could be guaranteed with some stiff foam or Porexpan.

Opt. 2: To join the valley cables with the ridge cables by means of rigid struts as a way of trying to freeze the shape (geometry) of the valley cable with the desired slope.

Opt. 3: To provide an additional pre-stressing to the valley cable. While the cable was already made and in place, in theory, it could be uninstalled, shortened in the workshop, and be reinstalled.

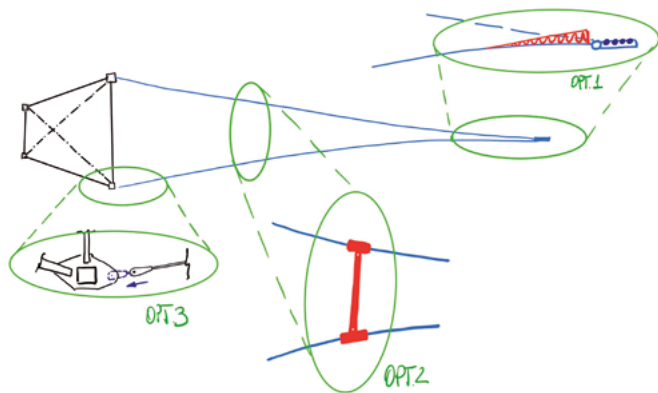


Figure 12. Solution Studies. Credit: schlaich bergemann partner.

After evaluating all the options, it was clear that none would meet the financial or time constraints of the project. Furthermore:

- Option 1 solution would solve the drainage problem, but it was very expensive due to the additional square meters of membrane that would be needed. It was difficult to guarantee that it would be well executed and not affecting the interior view of the stadium, as the double-layer part was clearly more opaque, and would contrast with the rest of the roof that would always let a small fraction of light through.
- Option 2 solution was not entirely effective since it was found that the points, where the props were placed, could be a source of water accumulation.
- Option 3 solution, although effective, was not feasible due to the time constraints.

Finally, given the circumstances, it was concluded that the only way to solve the problem with the existing time and budget was to provide the roof with a new drainage system in the area of the tension ring, collecting the water at that point and conducting it towards the compression ring under the valley cable using radial drainage pipes (figure 13).

The idea was that a stainless-steel funnel, connected to each radial cable and to the tension ring, would collect the rainwater that could go to the inner edge of the roof. A tangential pipe, running along the tangential maintenance catwalk, would connect all the funnels. At two specific points, radial pipelines would carry the total runoff water towards the compression ring. The funnels at the tension ring were demonstrated to be needed at the east and west side of the roof only. On the other hand, a stainless-steel funnel was also installed at the compression ring at all valley cables of the roof (figure 14).

The project to replace the stadium's membrane was designed to be executed in two phases. In the first phase, the panels between axes 20 and 26 of the roof (6 roof modules = 12 single panels on the side, please see figure 4) would be replaced on the west side only. All other membrane modules would be replaced in a later phase. This phasing would lower the financial efforts that had to be made for the complete replacement of the membrane.

7. STAGE CONSTRUCTION

One of the key issues of the project was to clearly define how the membrane replacement process would be carried out. This question was not easy to solve, given that the actions required were to be taken on an existing roof. The new membrane had to be made and patterned taking into account the existing boundaries.

The project of membrane replacement was submitted in mid-June 2020 and tendered out one month later (d). The construction company respected the project and the proposed

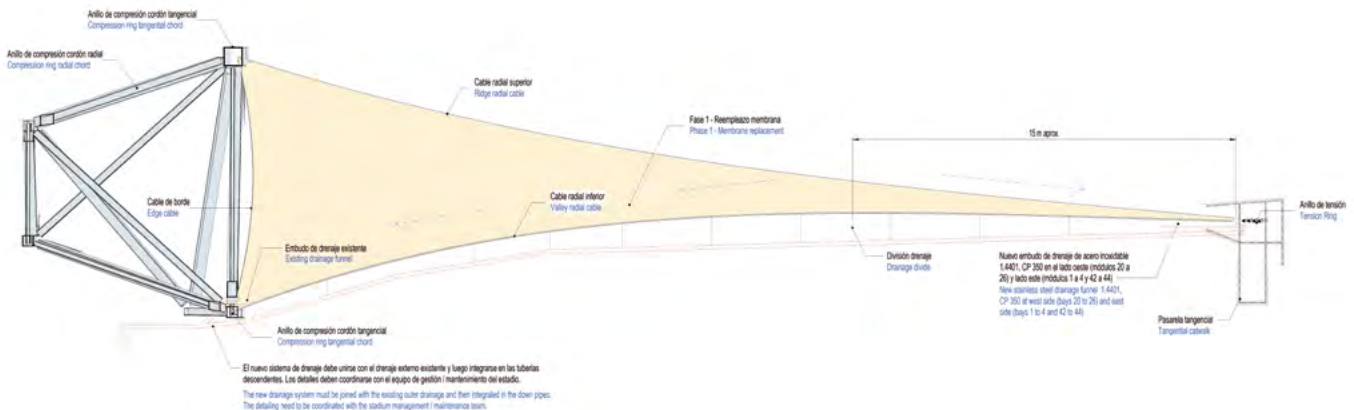


Figure 13. Final solution adopted. Rainwater collected at the tension ring area. Credit: schlaich bergemann partner.

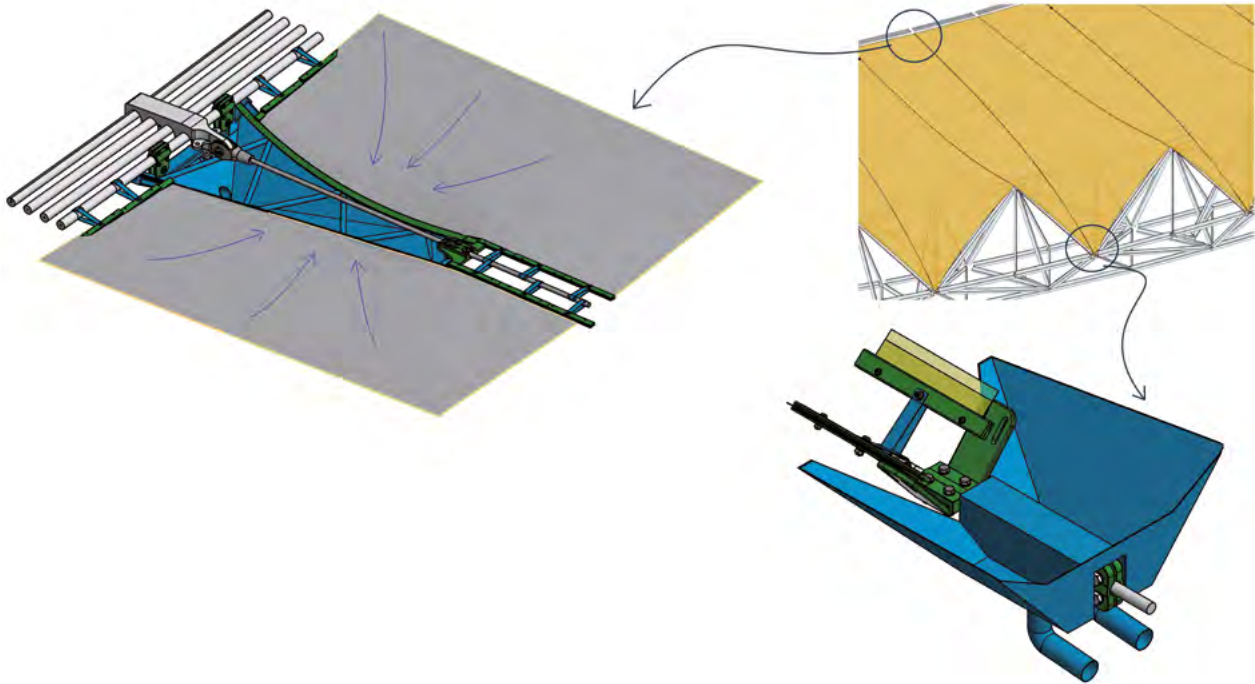


Figure 14. Funnels to collect rainwater. Credit: schlaich bergermann partner.

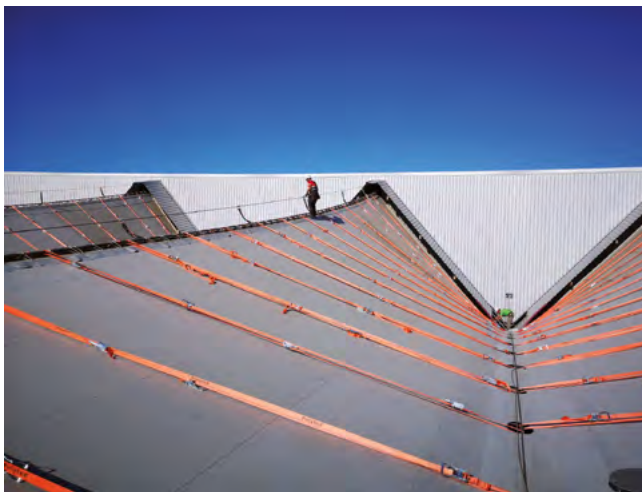


Figure 15. Ratched belts under 5kN tension every meter. Checking of the force. Credit: Pfeifer Seil- und Hebeteknik GmbH.

construction process quite faithfully and only a few subsequent improvements were introduced in a coordinated manner between all parties.

7.1. The phases of the project

The phases of the project are described below in conjunction with some pictures of the construction site.

In a first stage, the relevant safety systems (life-lines) had to be installed. Then, the membrane closing flaps (non-structural) had to be cut in both valley and ridge cables. The aim was to leave the radial cables uncovered and thus fully accessible.

The next step was to install ratchet straps, tangentially joining the radial ridge cables with the valley cables on both sides (figure 15). The straps are distributed evenly in a radial direction over a distance of one meter. These belts are tight-

ened with a force of 5 kN each, thus trying to represent the tensional state of the future membrane that will replace the existing one.

The tensioning process of the belts had to be an iterative process since when manipulating a belt, the next ones would be misadjusted. After several iterations, it was possible to obtain the desired forces in the belts. Once the straps had the appropriate force, a topographical measurement of the geometry of the edge cables was made. This geometry was the basis for determining the geometry of the membrane in its permanent state, and thus proceed to the pattern of the membrane accordingly.

The to-be-replaced membrane, which was practically stress free when the belts are tightened, remained installed at all times, acting as a safety net. It was eventually removed at the end of the whole process when the new membrane was fully installed. This simplified the process significantly.

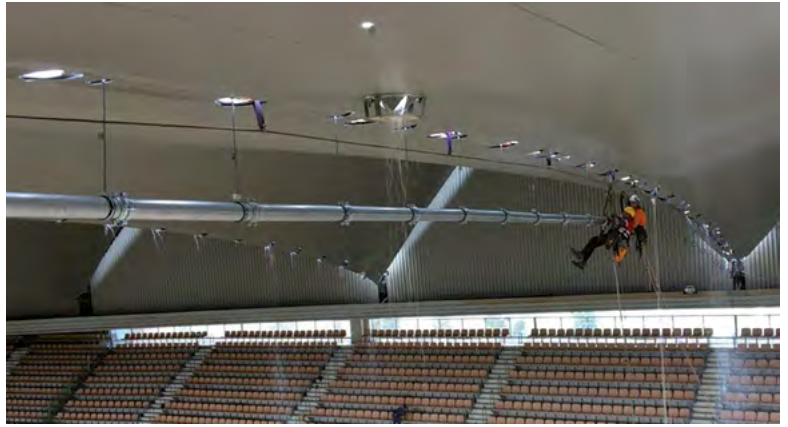


Figure 16. Radial drainage pipes and funnels at Tension Ring installation. Credit: Pfeifer Seil- und Hebetechnik GmbH.

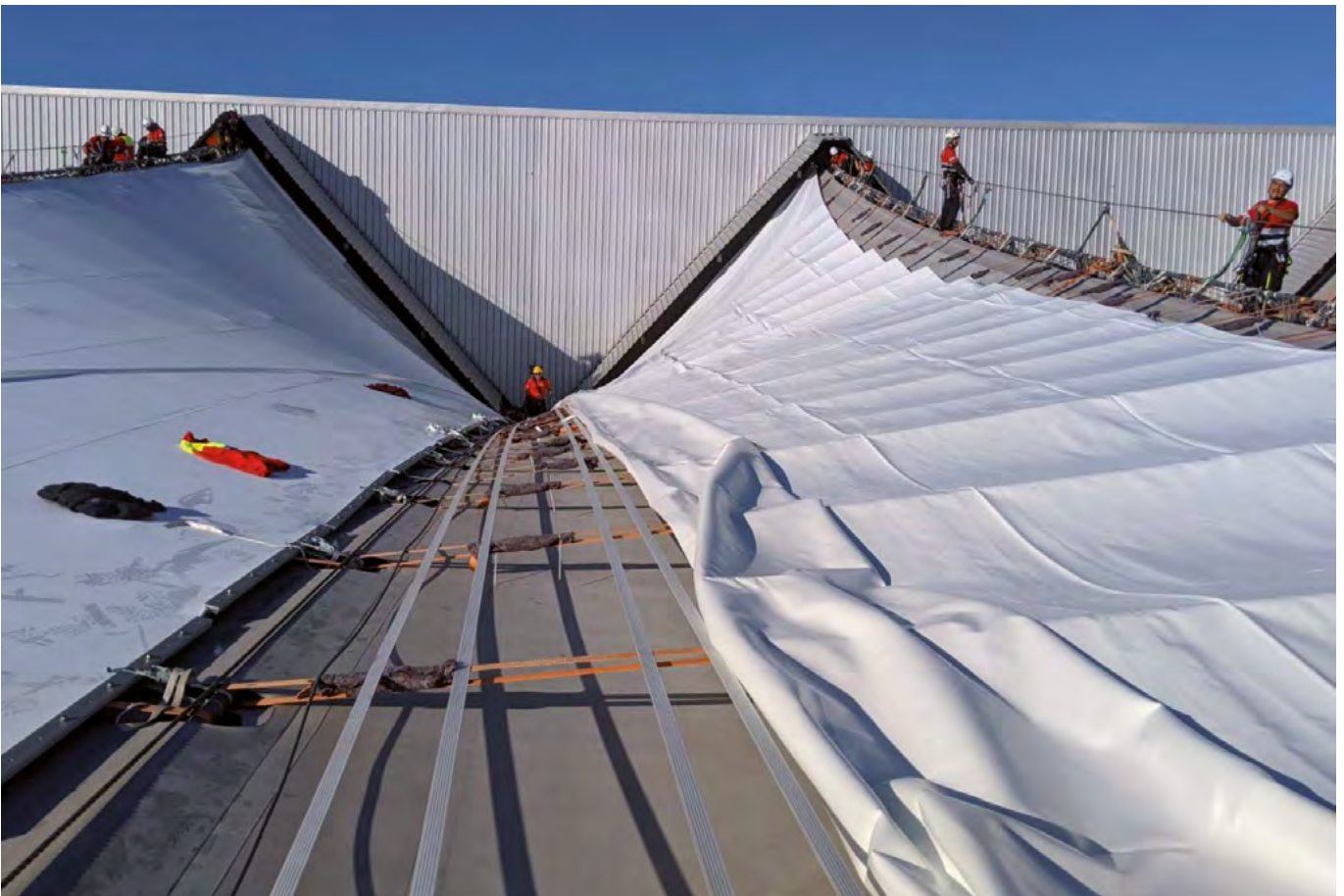


Figure 17. Membrane Installation. Credit: Pfeifer Seil- und Hebetechnik GmbH.

The necessary holes for the installation of the funnels at the tension ring and at the compression ring were opened in the existing membrane. The radial drainage pipes at the two selected locations and the tangential pipes along the tangential catwalk were also installed (figure 16). The last step was the installation of the new membrane panels on the existing cables (figure 17). During the construction process the stadium was operational under certain limitations. For example, in late October and mid-November 2020, it hosted two UEFA matches behind closed doors due to pandemic restrictions.

8. CONCLUSIONS

The article has described the steps that were taken to solve the pathology:

- Emergency measures.
- Provisional Measures.
- Definitive measures.

Emergency measures do not solve the problems, although they prevent them from getting worse. With the provisional measu-

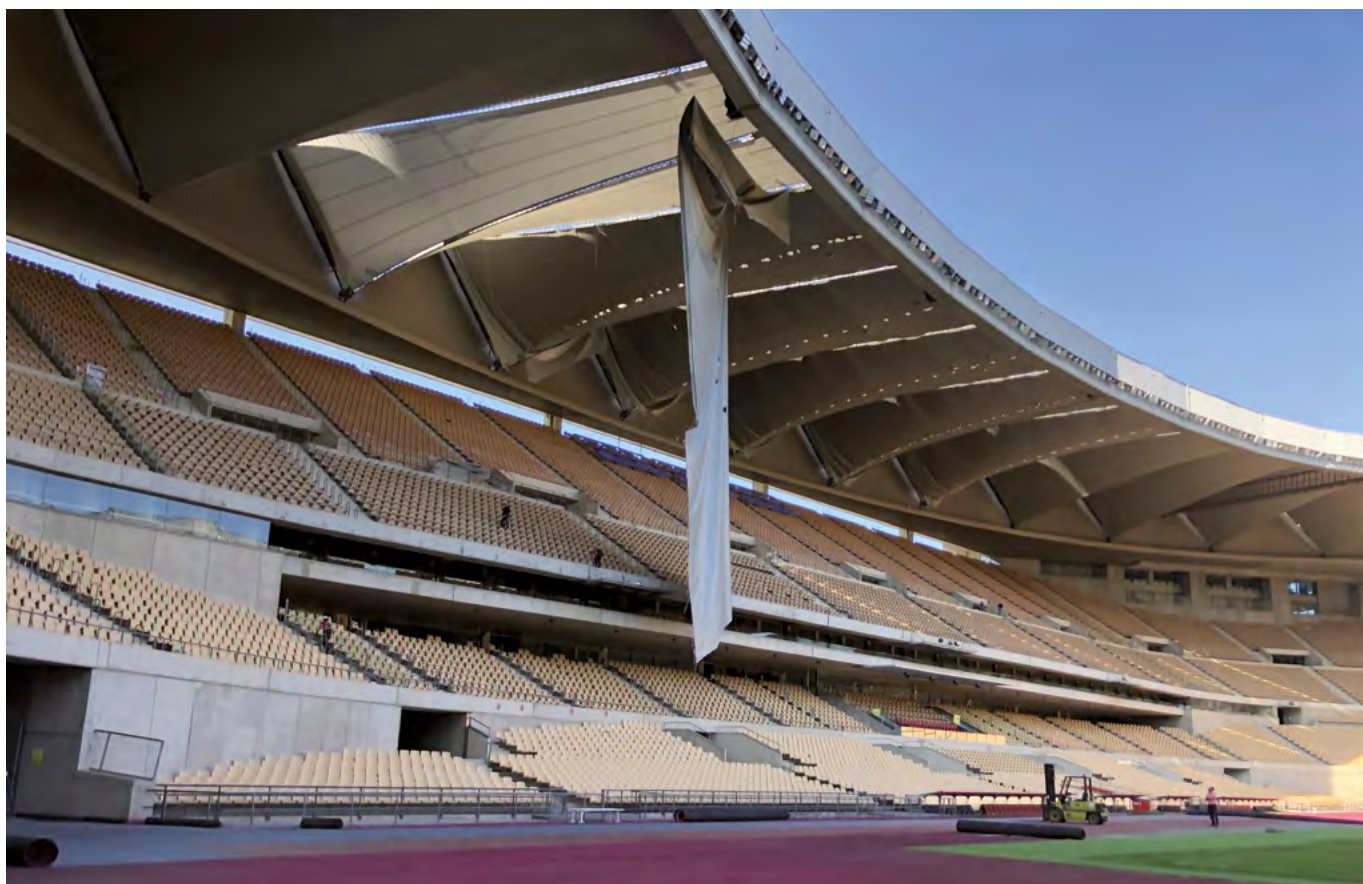
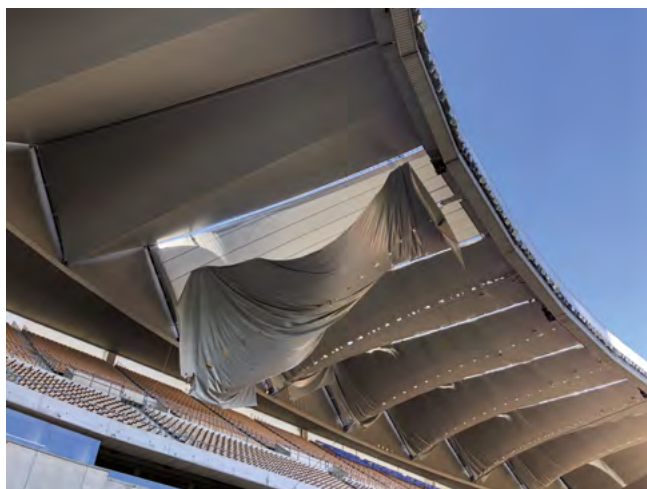


Figure 18. controlled detachment of the existing membrane after installation of membrane modules. Credit: schlaich bergemann partner.

res, a solution is adopted that, although it solves the problem, it does not maintain the conditions that allow the correct use of the facility. The chosen solution solves the problem and allows the normal use of the facility.

Each problem of structural pathology is different, and it is not always necessary to go through these three phases, although in this project it was.

After 20 years of service, the rainwater was not draining properly from the roof of the At the La Cartuja Olympic Stadium. In the article it has been described the way in which the solution to this pathology was approached.

- Data collection to investigate the problem.

- Analysis of the data to identify the causes.
- Replicate in an analytical way the current situation and thus be able to simulate the solution to be adopted.
- Study of solutions since an objective can be achieved in different ways.
- Final solution as the one that solves the problem taking into account the restrictions imposed by the project, in this case, temporary and economic.

From the analysis of the pathology, it can be concluded that the origin of the drainage problem was not unique and it was a combination of loss of membrane pretension due to aging

effects together with a creeping of the main radial cables and a more than likely increase of facilities weight at the tension ring catwalk.

After having considered different options for a long term solution to the pathology, providing a funnel at the tension ring at the affected areas of the roof was demonstrated to be the most economic and effective one, taking into account the budget and time constraints of the project.

Finally, it is important to highlight the need for periodic inspection and maintenance of such structures. This helps to avoid problems or to anticipate them, respectively. It is necessary, it should even be prescriptive, that every project is provided with a maintenance manual indicating the critical points to be inspected, specifying what the inspection consists of and how often it should be carried out.

9.

GENERAL DATA AND MAIN PARTIES INVOLVED IN THE PROJECT

The result of the project is the product of the work of a team of experienced specialists, for whose work we would like to thank in this article.

On the part of schlaich bergemann partner:

- Partners: Knut Stockhusen, Mike Schlaich.
- Project Manager: Enrique Goberna Pérez.
- On-site advice and supervision: Mathias Widmayer, Mathias Längle.

- Analytical studies: Thomas Moschner, Florian Market, Roberto Piñol.
- BIM and 3D Modeling: Bernd Ruhnke, Alberto Sánchez, Fernando Escamilla.

Other agents:

- Client: La Cartuja Stadium SA.
- Stadium Infrastructure Director and Construction Manager: Daniel F. Oviedo Barrera.
- Contractor: PFEIFER Seil und Hebetchnik GmbH.

Acknowledgements

Rehabilitation and pathology of structures is an engineering field in which the late Luis Ortega Basagoiti was a recognized expert. We are honored to participate in this publication honoring his memory.

On the other hand, we would like to thank for the enormous willingness to collaborate at all times by those responsible for La Cartuja stadium.

References

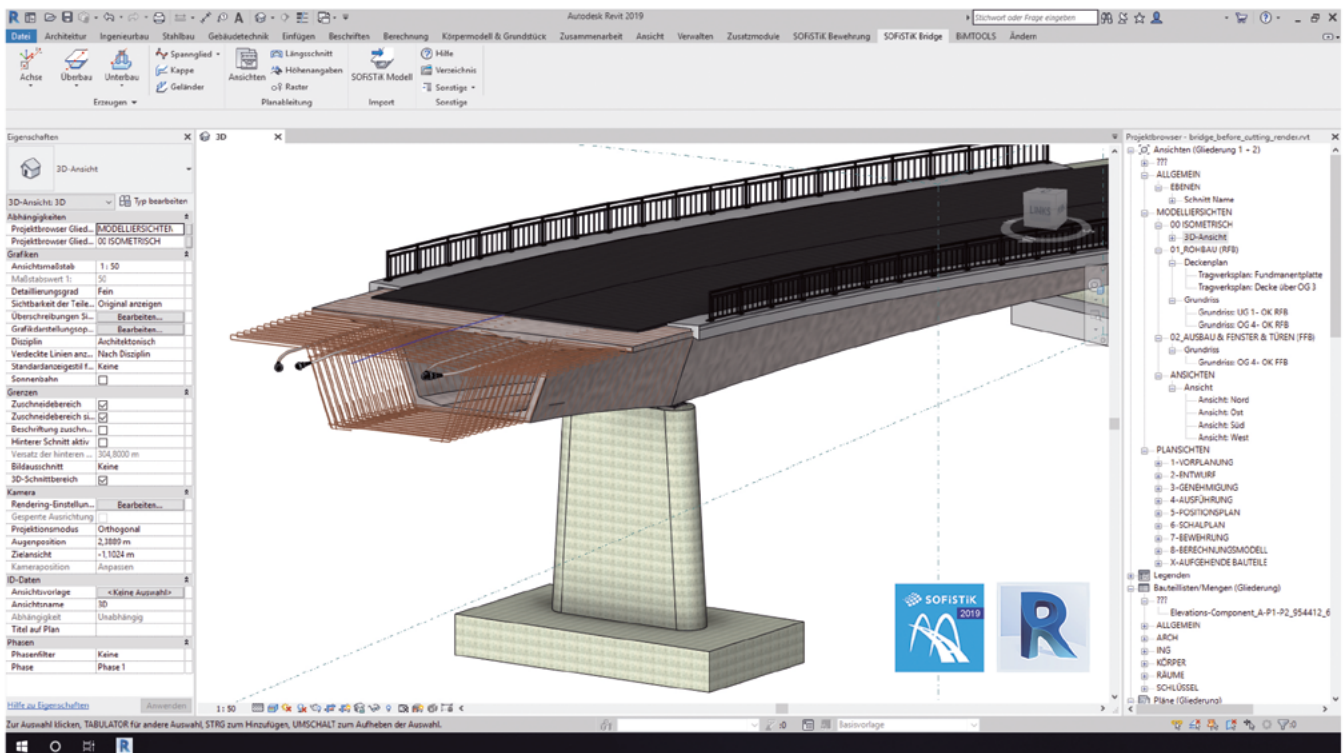
- [1] Göppert, K., Stockhusen, K. (2005) From olympic games to commonwealth games, *IABSE Symposium New Delhi*.
- [2] Bergemann, R., Schlaich, M. (1999) The membrane roof structure of the "estadio olimpico" in Seville, Spain, *IASS Symposium on Shell & Spatial Structures: from recent past to the next millennium, Madrid*.
- [3] Göppert, K., Haspel, L., Goberna, E. (2014) FK Krasnodar Stadium roof, *IABSE Symposium Madrid*.



Bridge + Infrastructure Modeler para Autodesk® Revit®



- Crea modelos de puentes 3D en Autodesk® Revit® parametrizados para ejes, superestructura, subestructura, parapetos y barandillas.
- Ejes de puentes en 3D utilizando información de alineación, archivos externos importados (por ejemplo, LandXML) o una tabla con coordenadas.
- Creación de tendones definidos por el usuario.
- Familias genéricas para super/subestructuras, fácilmente modificables.
- Familias creadas desde cero para cumplir con estándares locales.
- Generación automática de vistas de sección, vistas superiores y secciones longitudinales para detallar y documentar sus estructuras.



Structural Rehabilitation of the Old Convention Pavilion in Madrid

Rehabilitación estructural del antiguo Pabellón de Convenciones de Madrid

David Izquierdo López^a, Aurelio Domínguez^b, Maria Oslé Aizpuru^c, José Antonio Moltalvilla Fraile^d y Luis Aznar^e

^a Dr. Ingeniero de Caminos, INGEDIS, SCP. ingenieria@ingedis.es

^b Dr. Arquitecto, INGEDIS, SCP. arquitectura@ingedis.es

^c Arquitecta. Subdirectora Control Edificación y Obras, Madrid Destino. Cultura, Turismo y Negocio S.A..

^d Arquitecto Técnico – Ingeniero de Dirección de Ejecución Material de Obra y Coordinación de Seguridad y Salud. Madrid Destino. Cultura, Turismo y Negocio S.A.

^e Ingeniero de Caminos, UTE Pabellón Convenciones (Cotodisa – Fernández Molina). laznar@cotodisa.com

Recibido el 1 de diciembre de 2020; aceptado el 8 de junio de 2021

ABSTRACT

This article presents a detailed investigation exercise on the current state of a historical structure, including the evaluation of the state of materials and structural behaviour. The proposed partial reconstruction solution has tried to intervene as little as possible in the structure and in its current appearance, improving (as much as possible) some of the behaviours that have been shown to be ineffective or incorrect over the years.

KEYWORDS: Concrete, high – alumina cement, rheological behaviour, shell structure, historic building.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

Este artículo presenta un ejercicio de investigaciones detalladas sobre el estado actual de una estructura histórica, incluyendo la evaluación del estado de los materiales y el comportamiento estructural. La solución propuesta de reconstrucción parcial ha pretendido intervenir lo menos posible en la estructura y en su aspecto actual, mejorando (en lo posible) alguno de los comportamientos que se han mostrado ineficaces o incorrectos a lo largo de los años.

PALABRAS CLAVE: Hormigón, cemento aluminoso, comportamiento reológico, estructura laminar, construcción histórica.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

1. INTRODUCTION AND HISTORY

The old “Convention Pavilion” or the “International Pavilion” is located in the largest public park in Madrid in the west of the city. Between the 50’s and 60’s, the south area of the park was developed to host the so-called “Feria del Campo”, which was intended to be a biennial international exhibition, focused on the Latin-American countries centred on agricultural, cattle raising, ceramics, etc. The ground was engineered as a self – de-

veloping city with several areas and facilities, including many exhibition pavilions. One of these pavilions is the originally named International Pavilion and later Conventions Pavilion.

The Conventions Pavilion was designed in 1952 by Architects Cabrero y Ruiz [1], as a rectangular concrete sheltered structure 42 m wide by 82.5 m long. The roof is designed as a repetitive double cylindrical shape shell, spanning in transversal direction, with 16 modules supported by same number of column pairs, cylindrical in shape, all in reinforced concrete (figure 1).

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: ingenieria@ingedis.es (David Izquierdo)

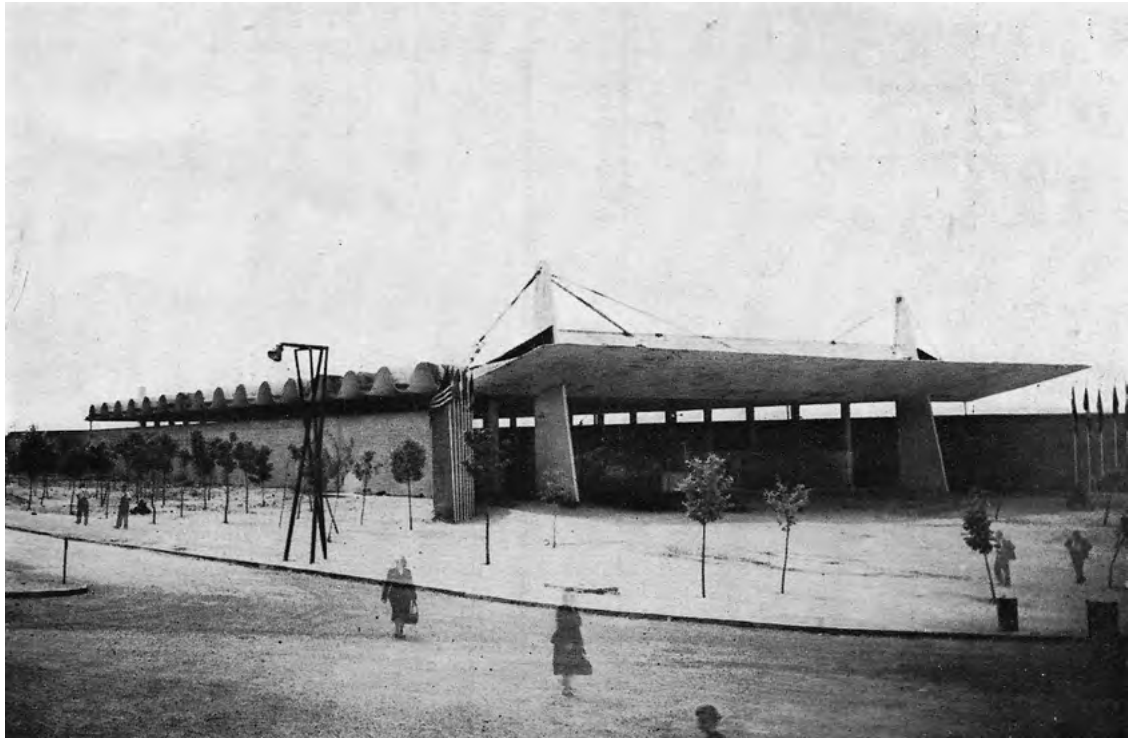


Figure 1. Original Pavilion state in 1953 [1].



Figure 2. Advertising images of the pavilion on the esmadrid website [3].

The pavilion access is started by an emblematic canopy, guyed from two main piers with about 13 m height and walled shape, having both tapered sections. The canopy has a maximum cantilever length of 7.70 m, built in reinforced concrete. Although not confirmed, the structural design is thought to be carried out by Luis García Amorena, a well-known Architect and mathematical specialist in masonry vault analysis and design [2].

Although there is some information available in the Spanish Central Archive (A.G.A.)¹, this is limited to some architectural documents and administrative matters. One of the issues related in these documents [2] is the lack of time to finalize the erection due to a serious work delay. The resolution adopted at that time was the use of high alumina cement-based concrete in some areas of the building (at least the main piers and probably some areas of the canopy). In addition, after erecting the canopy, a great crack appeared between the last cylindrical

shell module, and the deep transversal beam supporting the canopy. The issue was analysed even by the great Eduardo Torroja, who assessed the structural design and confirmed its adequacy. Given the problems raised during the erection of the canopy, a symmetric structure to be located on the opposite side of the building was discarded and piers were cut, closing the rear façade with a brick wall.

During these decades, the pavilion has been used for many other exhibitions, as part of the public heritage of the Madrid City Council (figure 2). The whole building is protected as cultural heritage and its conservation is required in original shape and appearance as much as possible.

In recent years, significant increments in the main canopy deflections were observed. The problem was assessed by city technicians and, having in mind the possibility of high-alumina cement risk, the canopy was re-shored, and the building was closed. The Municipality, current structure's owner, ordered a specific structural assessment of the building and of the canopy in particular. This work was developed during 2017 in a

1 Archivo General de la Administración. Alcalá de Henares (Madrid).

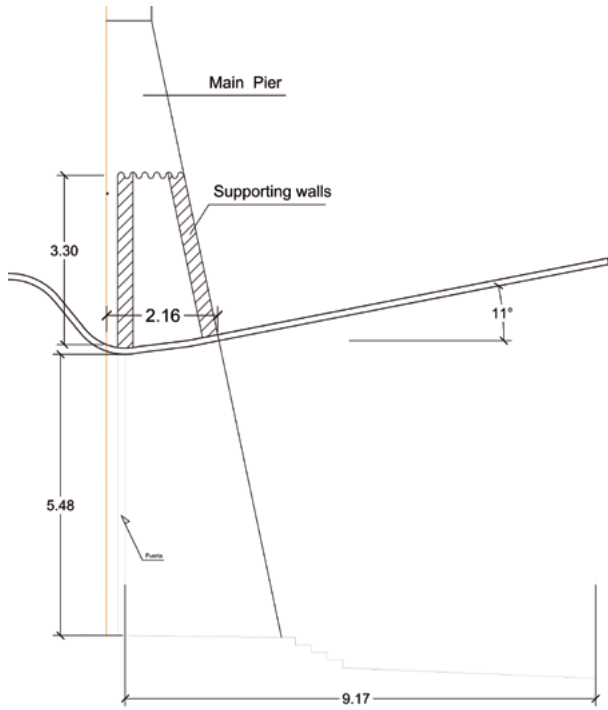


Figure 3. Existing canopy cross section and elevation.

preliminary way. The Municipality tendered the rehabilitation project, including a detailed study of the extension of high-alumina cement in the structure, as well as the reconstruction of the existing canopy, with a steel truss structure proposal. The project was awarded to a Joint Venture² in 2019.

2. DETAILED EXISTING STRUCTURAL DESCRIPTION AND ORIGINAL STATE

2.1. Canopy

The canopy structure has a total width of 44.14 m and cantilevers 7.60 m from the pier edges (figure 3). The canopy presents two large beams (walled shape) spanning the distance between piers (30 m) and covering the lateral cantilevers. The beams are 3.30 m in height and 30 cm thick. The concrete slab, which has a thickness of 120 mm, is supported by a grillage of concrete beams strengthened by boxed steel beams. At the beginning of the works, the canopy was fully shored with a steel structure (figure 4). There were no significant cracks or deflections noticed from the bottom face of the structure. Regarding the top face, the grillage is composed by successive transversal beams running from the front of the canopy to the wall beam at the back. These beams seem to be strengthened with additional steel profile sections or boxed plate steel sections (figure 5). In some cases, the added steel profiles are running from the centre of the canopy to the supporting piers. The stays are composed by

² The JV was formed by Cotodisa Obras y Servicios and Fernández Molina Obras y Servicios.



Figure 4. Shoring structure for the pavilion entry canopy.



Figure 5. Canopy top face original state and stays connection detail.

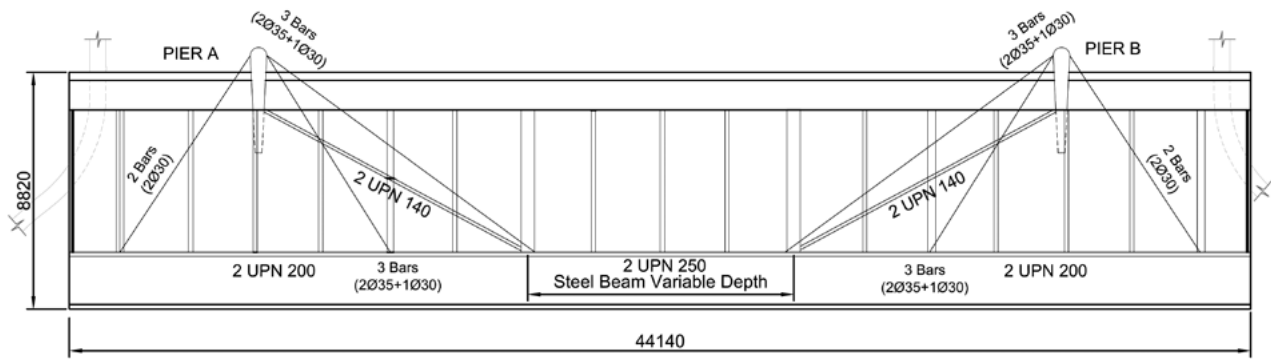


Figure 6. Plan view of existing elements in old canopy [4].

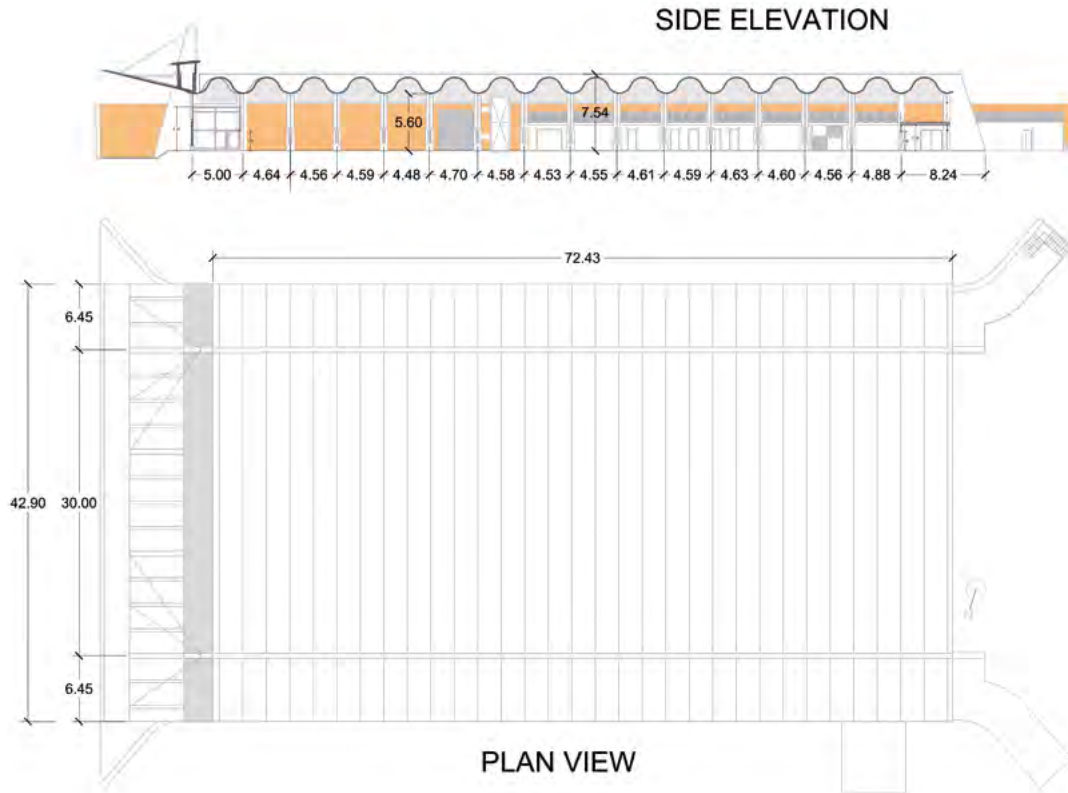


Figure 7. Plan view and elevation of roof structure.

2 or 3 $\text{Ø}30$ mm of mild steel bars connected to the steel beam grillage and to the pier tops. Longitudinally there is a concrete beam, approximately 2 m parallel to the edge, which is strengthened with an additional box section steel beam, with increasing depth towards the centre. Figure 6 shows a plan view of the structural elements which compose the canopy.

According to the concrete test plan developed during the first investigation campaign, high alumina cement was detected in the structure and some areas of the piers, and because of the state of the structure demolition became a necessity.

2.2. Pavilion Roof

As described previously, the pavilion roof is composed by a doubly cylindrical shell structure, repeated in 16 modules each of 4.65 m width (figure 7). The shell has two lateral cantilevers of 6.45 m and a central span of 30 m, so that the moment on the centre

is slightly balanced by the weight of the lateral cantilevers. The detailed shell cross section is described in figure 8. The shell has a thickness of 8 cm and a total depth of 2.00 approximately. The shell is supported transversally in a longitudinal beam of 35 cm with variable depth as per shell geometry.

Each module presents a total of six cable stays all of them composed by $\text{Ø}0.5''$ monostrand tendons, anchored to the supporting beam, which are symmetrically disposed with respect to the module axis, see aerial view shown in figure 9. Some details of the end anchors are shown in figure 10. The beam is fully waterproofed and coated and no sign of water penetration was detected during the inspections. Detailed inspection of some strands showed that the plastic sleeve and the internal coating have provided sufficient protection to the steel, which shows no evidence of corrosion (figure 11). Given the technology of the cables it seems clear that they were installed during a strengthening work performed several years or decades after the initial erection.

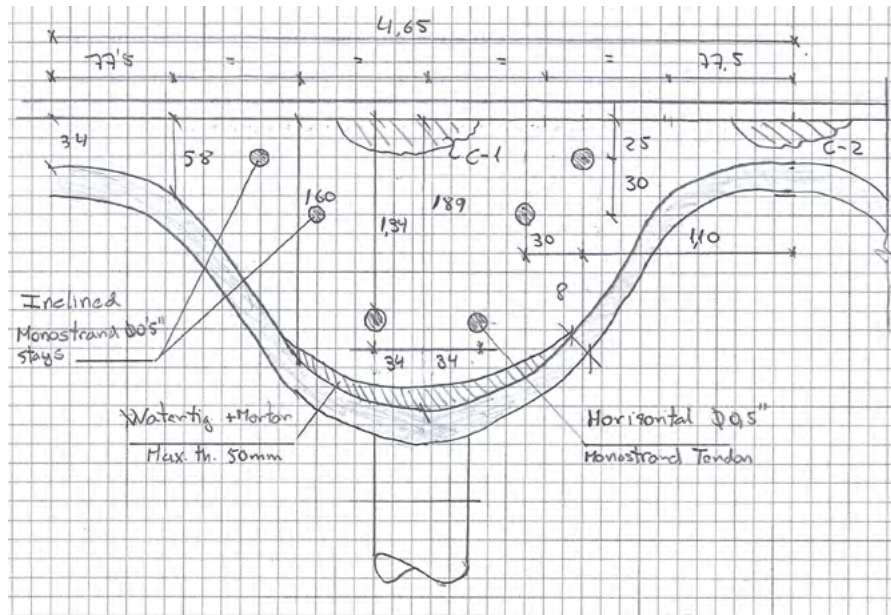


Figure 8. Detailed geometry of shell module.

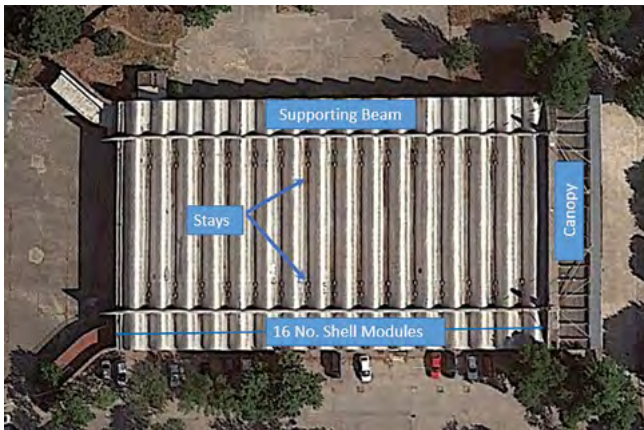


Figure 9. Aerial view of Pavilion roof. Google Earth ©.



Figure 10. Strengthening cables anchorage on supporting beam.

Regarding the shell and beam concrete material, the preliminary assessment report suggested that the shell seems to be cast with OPC³ concrete with relatively good quality and compression strength varying from 25 to 30 MPa, whereas the supporting beams seems to be cast with high-alumina cement concrete (by appearance and colour). Preliminary core test probes showed one warning value of 8 MPa.

3. DETAILED ANALYSIS OF SUPPORTING BEAMS AND SHELL ROOF REHABILITATION

3.1. Concrete analysis and study

Once the existence of high alumina cement was confirmed by Oxine tests [5], the purpose of the study was to identify the extension of its use and the extension of the well-known crys-

talline transformation which yields a significant reduction of concrete compressive strength [6]. Although the Oxine tests provide valuable information regarding the existence of aluminous cement, it does not provide any information about the current amount of transformation developed or the kinetics. X-ray diffraction [7] is a more suitable alternative for investigation of the extension and potential residual strength of concrete structure with high alumina cement. However, the availability of these analyses is not as common, frequent, and fast

³ Ordinary Portland Concrete.



Figure 11. Internal aspect of strand and protective coating, the opening was made to assess the current state of the wires.

as desired. Hence a systematic study of the concrete strength of the supporting beam was developed using core test probes and ultrasound.

A total of eight tests were carried out on the aluminous cement concrete with compression strength, with varying from 19.2 to 8.3 MPa. These results show that, in those cases where the transformation is developed, a dramatic drop of concrete resistance is detected. In these areas, in situ ultrasonic pulse tests were developed in order to apply the procedure established in the EN 13791 [8] for in situ concrete strength determination. However, the ultrasonic pulse range provided in this procedure is clearly out of range for old and poor concrete quality. Thus, a simple linear correlation was adopted between measured in situ ultrasonic pulse test velocity (V) and expected concrete compression strength (figure 12).

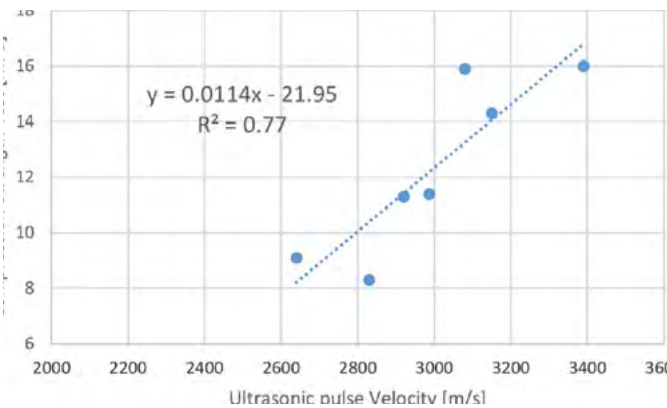


Figure 12. Estimated relationship between ultrasonic pulse velocity (m/s) and compression strength (MPa).

With an extensive mapping on the structure for pulse velocity, it was feasible to estimate the concrete compression resistance widely, ranging from a maximum of 17 MPa to a minimum of 6.5 MPa. Both values are consistent with the values obtained in core compressive strength tests performed. The statistical analysis suggests that a bimodal distribution can be fitted considering the low range as those core specimens in which the transformation is more developed whereas the upper range can be assigned to those specimens with a limited transformation. The fitted distribution is shown in figure 13, from where a characteristic value of 7.5 MPa was derived.

Although the reduction may be thought to be quite severe, it is common when dealing with aluminous cement. Figure 14 shows the compiled lower – upper bounds for the residual compression strength of high alumina cement depending on w/b (water – binder) ratio. For a concrete of the age considered, a w/b ratio of 0.6 – 0.65 can be assumed as typical. Therefore, the residual compression strength can range from 10 to 30% of its initial value.

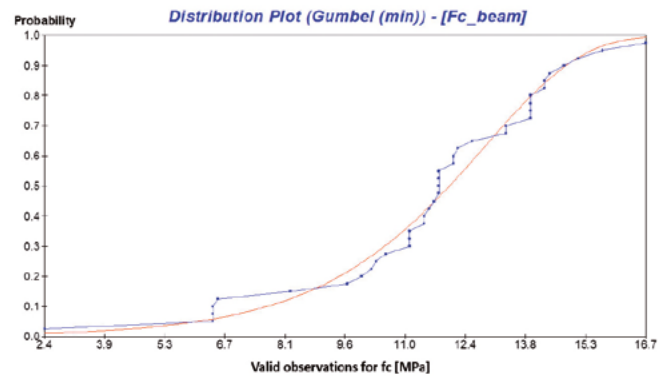


Figure 13. Statistical data and fitted distribution for estimating the characteristic value for f_c .

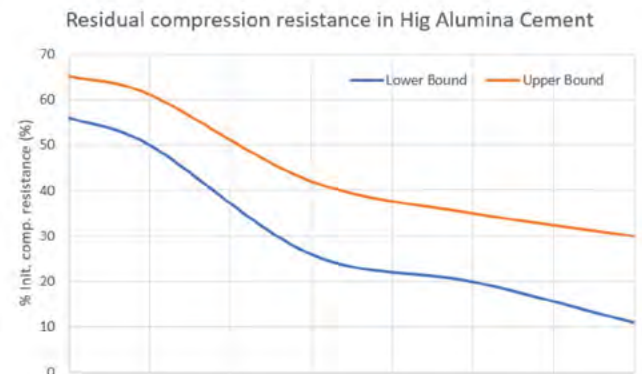


Figure 14. Residual compression resistance of concrete with Aluminous cement [6].

3.2. Structural analysis and beam verification

Since the structure is currently in service, even though a very low concrete strength has been identified, if the actual stresses are quite low, it might not be necessary to substitute the beams (and associated stays). Thus, a structural analysis was developed in order to assess the consequence of the poor concrete

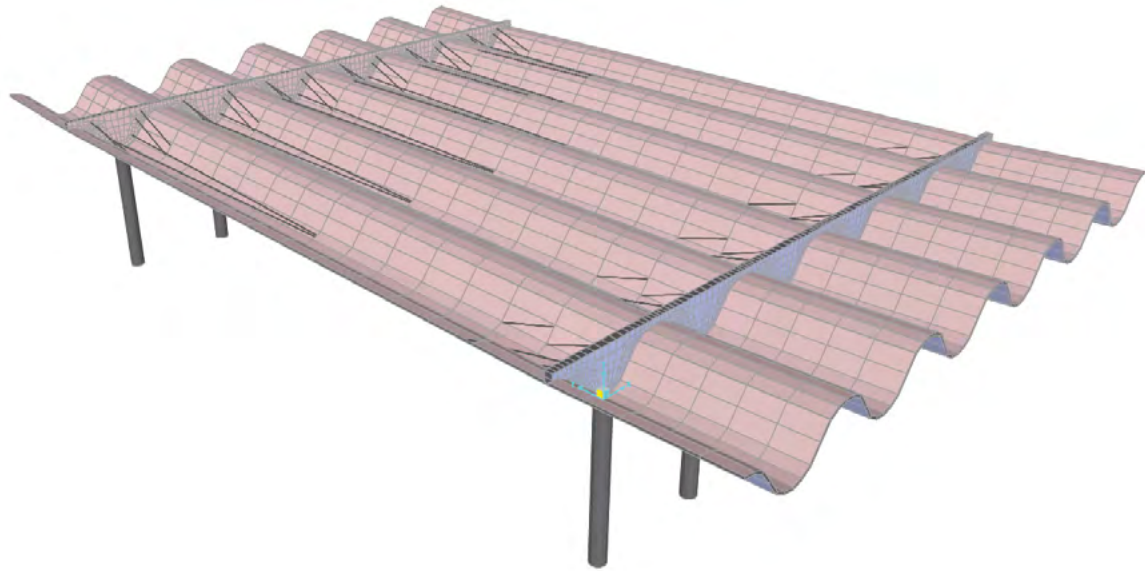


Figure 15. 3D FEM model for the pavilion roof.

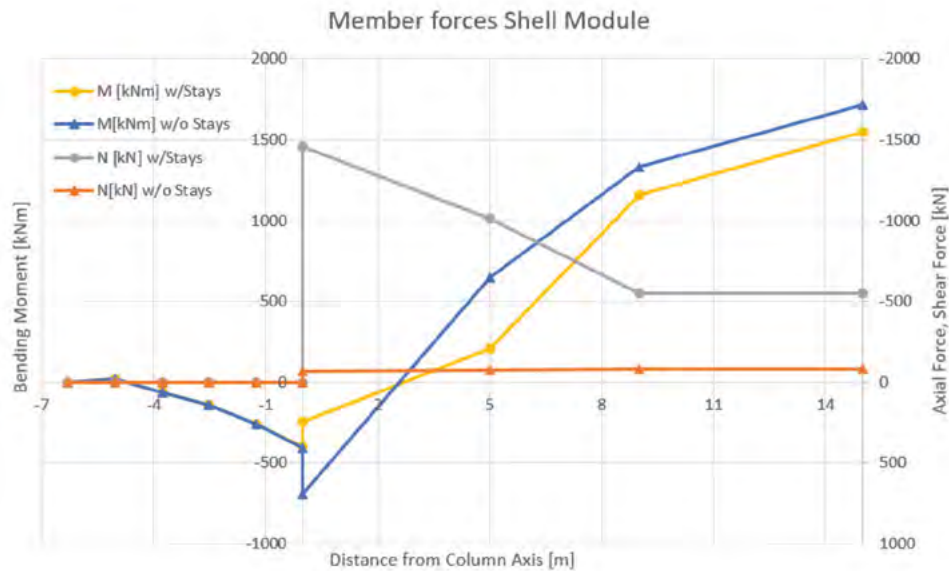


Figure 16. Estimated Original ULS shell member forces.

quality on the behaviour and safety of roof structure. For this purpose, a 3D FEM was developed including 6 shell modules together with the supporting beam, columns, and stays. The model was developed in SAP2000, given its ability to integrate the forces on elements into a comprehensive member forces to be able to postprocess with classic code equations. Figure 15 shows an image of the developed model. ULS member forces are summarized in figure 16, due to symmetry, only half of the shell structure is represented. Negative values on the x axis correspond to those sections located in the cantilever zone, whereas $x = 15$ m represents the midspan.

Given the reduced shell thickness, it was not easy to perform an adequate rebar survey. Only in some areas where voids exist, it was possible to identify existing rebars (figure 17). The shell cross section was verified against normal and tangential stresses, resulting in adequate safety levels, mainly

due to the presence of the horizontal and inclined strands and their corresponding induced compression.

For the supporting beam, given the geometry (4.65 m span and 2.0 m deep), a D – region analysis was performed. From the 3D FEM model, the stress flow was obtained (figure 18). This behaviour was translated into a strut-and-tie model, (figure 19), considering shear forces (conservatively) hanging from the bottom of the beam. The results of this model shows that actual compression stresses in the deep beam are low enough, even for the low concrete quality observed.

However, although the obtained in-plane stresses were low enough, out-of-plane stresses (caused by the anchoring of strengthening stays) were significantly higher than allowed. It shall be noted that mobilization of these stresses is caused by induced imposed load (since the stays seems to be stressed at low level). A limitation of maintenance live loads (due to the

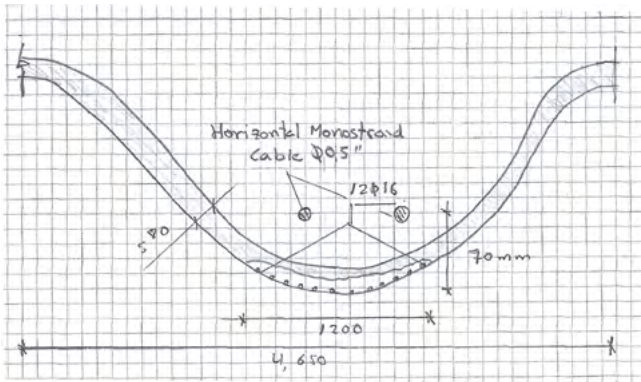


Figure 17a & b. Rebar survey from existing shell roof.

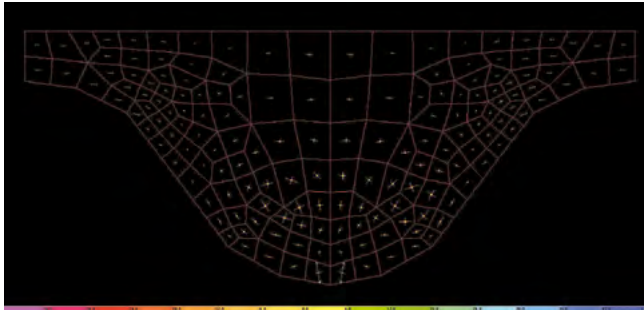


Figure 18. In-plane stress flow for the supporting beam. ELU combination.

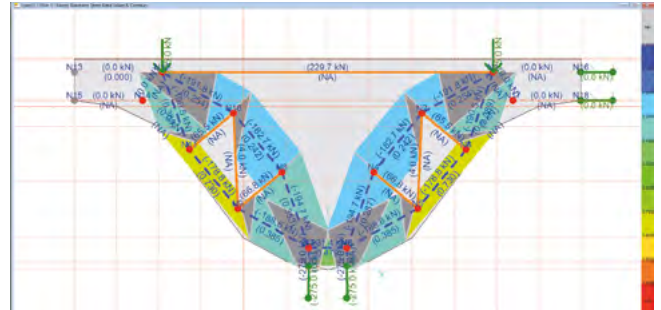


Figure 19. Associated Strut-and-tie model verification for supporting beam. In grey colour triangulation for node analysis.

pavilion closure) through the time may explain the survival of the structure despite this low concrete quality.

Failure of the stays would lead into an increase of shell member forces by more than 10% for the bending moment, and would remove the beneficial axial force, which helps the concrete section withstanding actual loads (figure 20). The load increment caused by the loss of the stays would lead to failure of the shell module in bending, requiring additional reinforcement. Thus, since external strengthening stays are essential to the structural safety, and their anchorage to the supporting beam is comprised, the main structure is in severe risk because of the low quality of concrete in the beam. Given the historical classification, the intention was to keep original design as much as possible in the strengthened condition. Hence, as final conclusion, structure owner and engineering assessment suggested, given the very low quality of concrete and the unexpected evolution of actual compression resistance (by a still developing aluminous cement transformation) to rebuild the beams keeping the geometry and using a proper concrete. The following section addresses the demolition and reconstruction works for both the beam and the existing strengthening strands.

3.3. Supporting beam reconstruction

As a first step, the whole structure was shored to ground (figure 21). Each module was supported on 5 steel towers, one in the middle, two additional 3 m from the columns, and two more on the cantilevers at both sides. Conservatively, the calculation of maximum reaction was based on the whole shell weight acting on the shoring and the results are shown in Table 1:

TABLE 1.
Maximum reaction for shoring structure

Shore type	1	2	3
Expected reaction [kN]	60	110	300

Figure 22 shows the location for towers. In order to control real reactions achieved in the towers, load cells were provided in one of the modules for types 2 and 3. The results are summarized in figure 23, where it is shown that actual reactions never reach more than 50% of the maximum expected value for the type 2 towers (located near columns) or 16% for type 3 (in the span centre). These results show the 3D structural behaviour of shells even without the rigid ending support. Since measurements were done three times throughout the day (early morning, midday and late afternoon), figure 23 shows some crests with daily variation, the measured midday reaction at centre of span was 30% less than the measured reaction at early morning or late afternoon. It is thought that the thermal gradient caused by sunlight (given the black colour of the shell surface) and the high flexibility of the structure, created an induced deformation in the shell that leads to unloading of the inner shoring towers, decreasing the values measured in the load cells, although no measurements were performed to confirm this hypothesis.

Demolition works started from the opposite side of the main entrance and works involved two consecutive modules at a time. In order to maintain the existing rebars, hydrojet demolition was suggested as a way to proceed. However, the low concrete quality allowed the contractor to perform adequately the works without any affection to the existing reinforcement (using more traditional demolition techniques, pneumatic

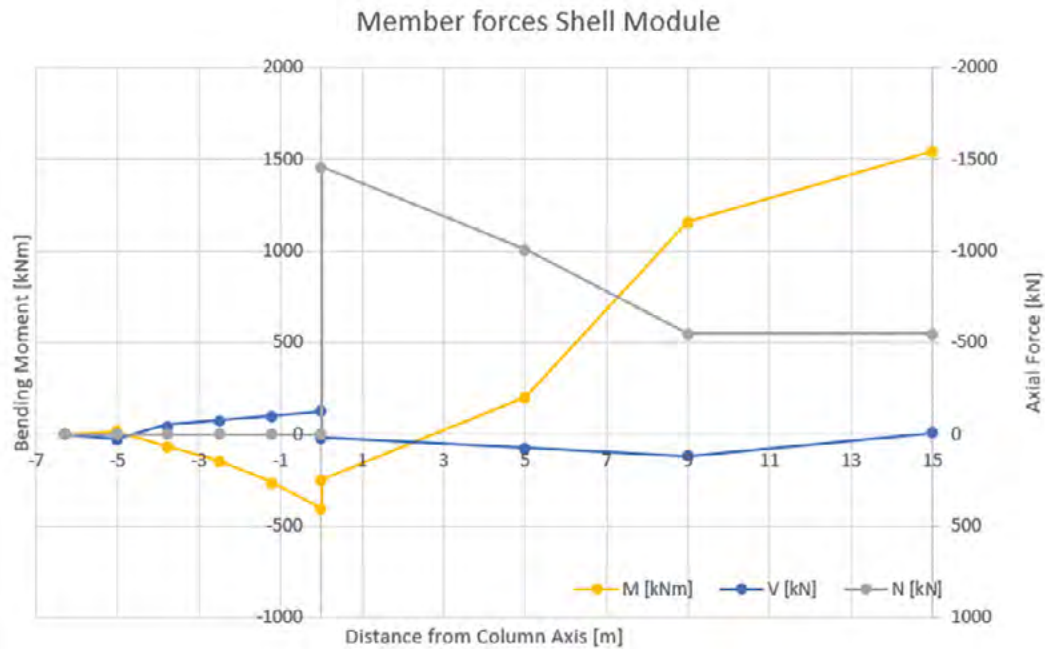


Figure 20. Comparison shell module member forces with and without (w/o) external stays.



Figure 21. Temporary shoring to ground.

hammer (figure 24). It was noticeable that although the aluminous cement concrete was of low quality, no significant signs of rebar corrosion were detected, probably due to the good waterproofing used since years in the existing beam.

Preformed movable formwork with enough stiffness was created having enough tolerance to cover the geometrical imperfections detected in the structure (in some cases with more than 5 cm). New strand alignment and concreting was made without significant problems. The whole cycle for one module took one week, completing the demolition and reconstruction of every two beams in only 10 weeks.

After concreting of all modules, new stays were provided and were prestressed in the predefined order. Existing anchor blocks of inclined stays at the top of the shell, were demolished as well, keeping the existing reinforcement (figure 25). During demolition it was detected that the existing rebars presented several difficulties to be used for strand anchoring, due to the small gap between the hairpin and shell surface, which limited the stay angle (figure 26). During prestressing, the bottom horizontal stays were stressed up to 200 kN (75% of tensile strength) without any problem. However, in the case of shorter cables, the lack of existing block reinforcement, due to the aforementioned geometrical problems, produced some anchoring blocks to fail in transmitting the force to the shell (figure 27). In those cases, the stressing force was limited to the

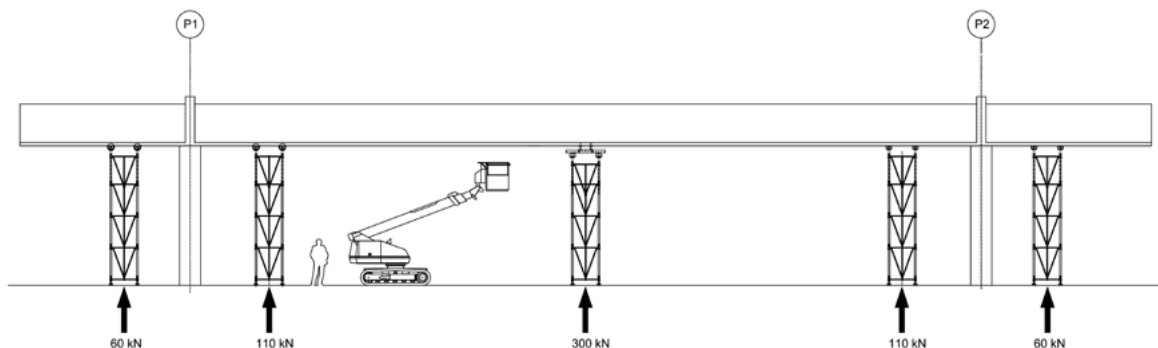


Figure 22. Temporary shoring to ground location and maximum expected reactions.

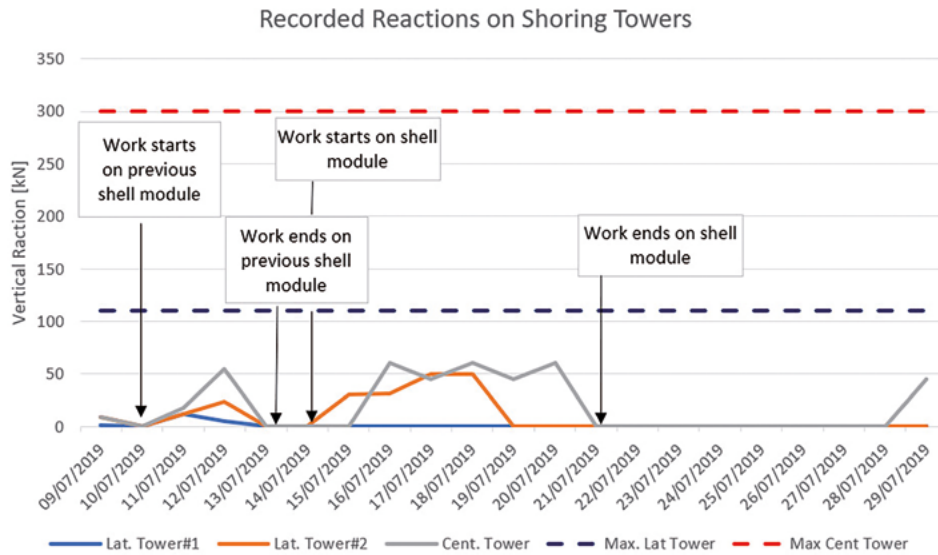


Figure 23. Registered reactions in towers vs maximum expected.



Figure 24. Supporting beam demolition and original underlying rebar configuration.

50% of tensile strength after reassessing the structure and the block was repaired by partial demolition and rebuilt. Structural verification was performed using reduced stressing force, with adequate results. Once the stressing force was reduced, the stressing procedure performed correctly and without any relevant problem. During stressing, available load cells on the steel towers measured full unloading, verifying the adequate structural behaviour as expected.

Once the beam reconstruction was finished, finishing works included roof waterproofing and coating, and the bottom face sandblasting and coating with an anticarbonation paint, trying to recover the original concrete appearance of the shell roof. All works were performed in only 16 weeks including waterproofing and coating. Figures 27 to 29 show some views of the final shell roof appearance after rehabilitation and beam reconstruction.

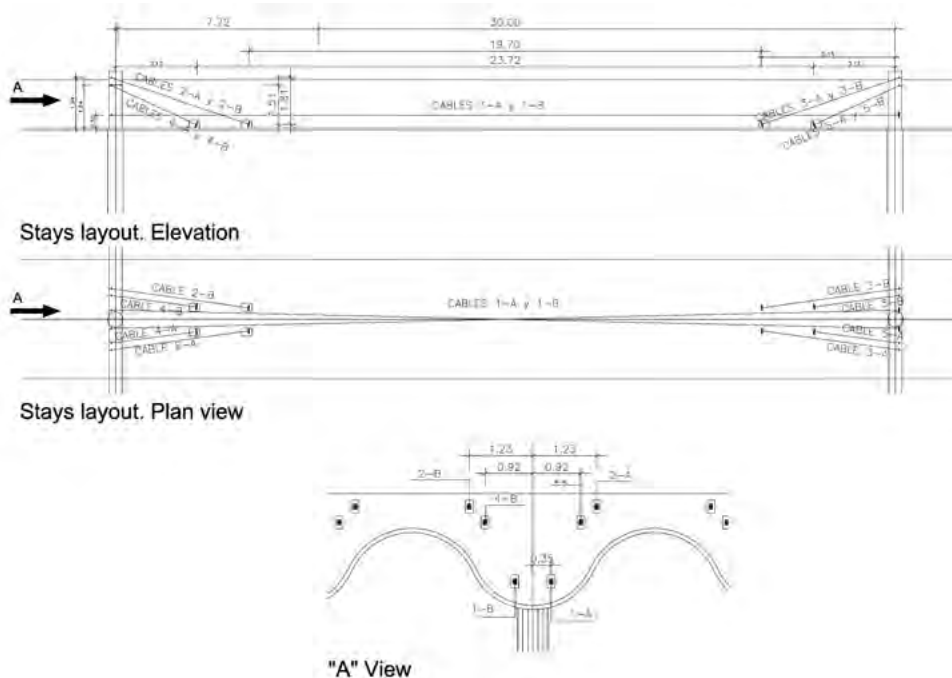


Figure 25. Definition of strengthening stays.



Figure 26. Existing reinforcement in the shell passive anchor block and anchorage failure.



Figure 27. Final state shell roof after rehabilitation.



Figure 28. Final state shell roof after rehabilitation.



Figure 29. Final state shell roof after rehabilitation.

4. DETAILED ANALYSIS OF CANOPY RECONSTRUCTION

4.1. Structural typology selection

Preliminary design proposed the substitution of the supporting walls linking both piers by a steel truss, approximately 2.60 m height and 2.0 m wide. From this truss, composite members were placed perpendicularly to the structure, supported by 4 stays from the piers and one additional stay from the truss beam.

After the complete geometrical survey of the existing structure, several inconsistencies and imperfections were found, and caused the steel structure not to be compatible with required tolerances for fabrication.

The most suitable solution to this field issue is, logically, a concrete beam, which can be adapted to real geometry and imperfections. The main reason argued to discard the concrete solution during preliminary design was the imprecision in determining the deflections, especially for a given structure suffering torsion as is the case. Thus, any validation for a concrete solution should include a refined analysis of deflections in the canopy, including uncertain effects in concrete, such creep, shrinkage or cracking.

The structural behaviour of the existing canopy seems to be simple. Vertical forces are supported by transversal beams, which are hung from the stays to the pier and directly supported on the existing pair of deep beams linking the piers (figure 30). The eccentric support on the deep beams causes some degree of torsion, which is resisted by a couple of vertical forces. Longitudinally, the steel box section running parallel to the canopy edge and connecting stay ends, transfers the load to the stays, whereas the two deep beams are supported on both piers spanning the 30 m between them (figure 31). Simplified analysis suggests that forces are not so high in the deep beams

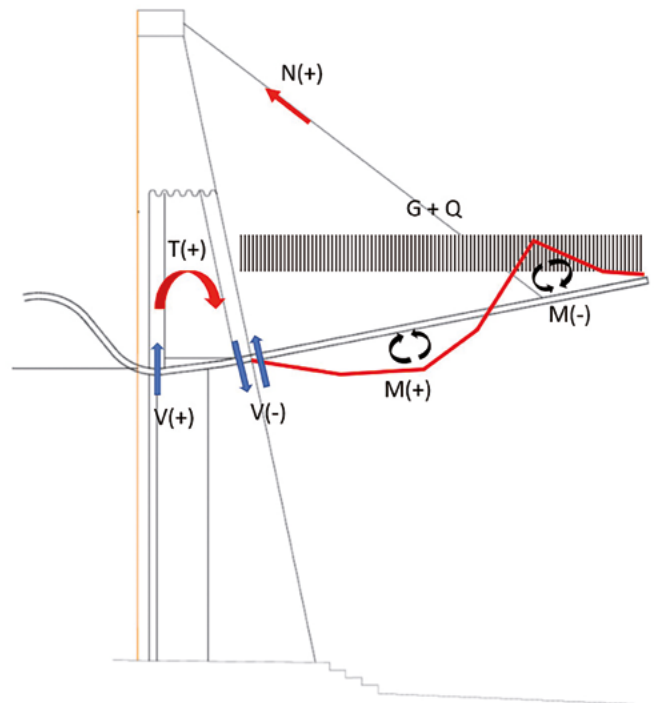


Figure 30. Simplified canopy structural behaviour (transversal scheme).

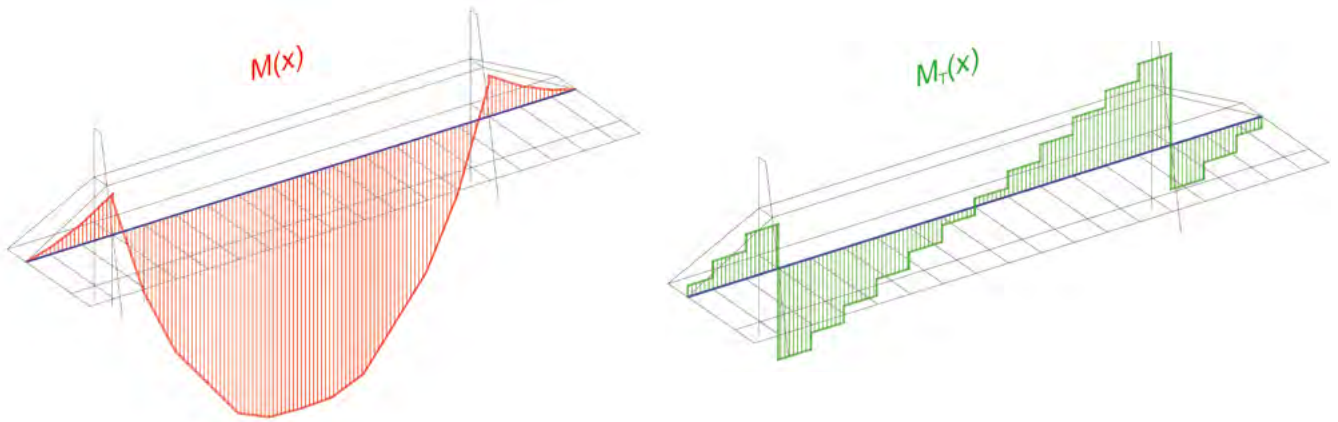


Figure 31. Simplified canopy structural behaviour (longitudinal scheme).

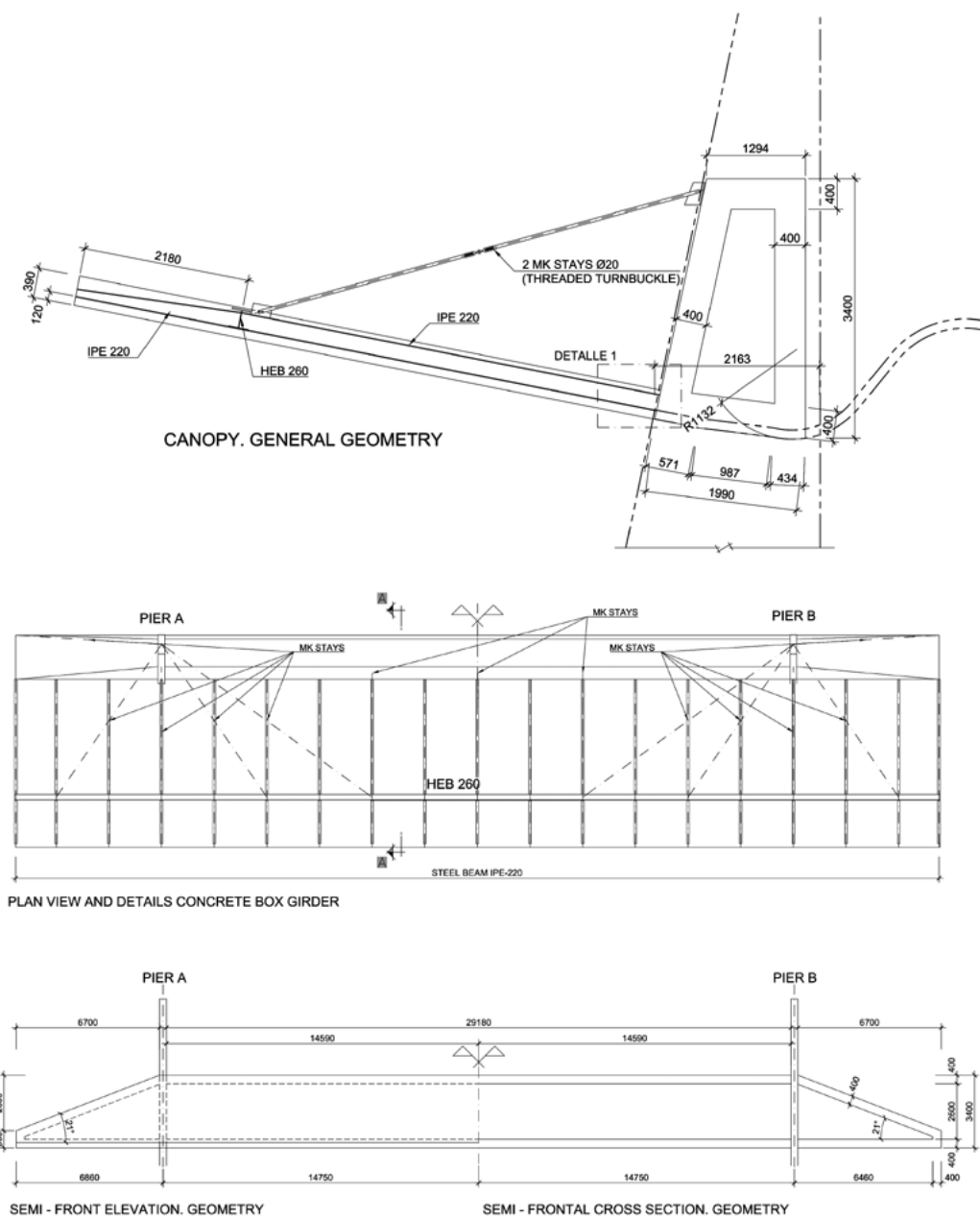


Figure 32. Proposed structural arrangement for new canopy.

nor the transverse beam to cause the severe deflection identified in the structure.

A quantitative estimation of torsional stiffness was performed, in order to assess the decision of keeping the proposed truss beam (properly adapted for the irregularity of the existing geometry) or adopting a concrete box girder. For a truss beam with 2.45 m in height and 1.60 m wide, with HEB-200 steel profile chords and diagonals, the approximate torsional stiffness can be calculated by equation (1), [9]:

$$G_s I_T = G_s A \frac{(b e)^2}{t_{eq}} \quad (1)$$

Where:

b is the width of the truss

e is the lever-arm for the truss (distance between top and bottom chord) and,

t_{eq} is an equivalent thickness given by following expression (2)

$$t_{eq} = \frac{E_s}{G_s} \frac{a b}{\frac{d^3}{A_d} + \frac{b^3}{A_m} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_s} + \frac{1}{A_i} \right)} \quad (2)$$

Where:

E_s is the steel's Young modulus

G_s is the steel's shear modulus

d is the diagonal length

A_d is the diagonal area

A_m is the upright area

A_s is the top chord area

A_i is the bottom chord area

The calculations provide a range of torsional stiffness values between $0.6 \cdot 10^6$ and $1 \cdot 10^6$ kNm².

For a concrete box section, having similar external dimensions and wall thickness between 30 and 50 cm (figure 32), stiffness will range between 2 and $3.5 \cdot 10^8$ kNm², where accounting for a reduction due to cracking of 0.3 and a creep factor of $\varphi = 2.50$ results in a more realistic range between 1.6 and $3 \cdot 10^7$ kNm². These figures are about of 20 times higher than those provided by the steel structure, suggesting that the use of this alternative is more efficient than the steel solution.

For the slab solution, the preliminary proposal was that of an inverted composite floor (having a solid concrete slab at the bottom).

4.2. Detailed study of canopy deflections and forces

Having in mind the concern raised by the structure's owner regarding the structural appearance and the deflection control, a detailed structural analysis was performed, evaluating all deflections at initial and long-term, including all concrete rheological aspects.

Given the size of the box section and piers, the model was developed using shell elements. Composite sections were modelled using 1D elements, with tributary concrete area, whereas stays were modelled using also 1D elements, with

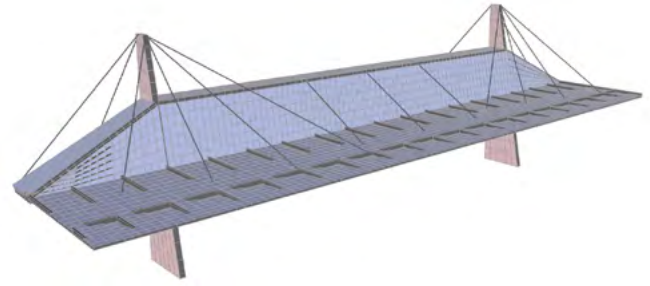


Figure 33. Canopy, 3D structural model.

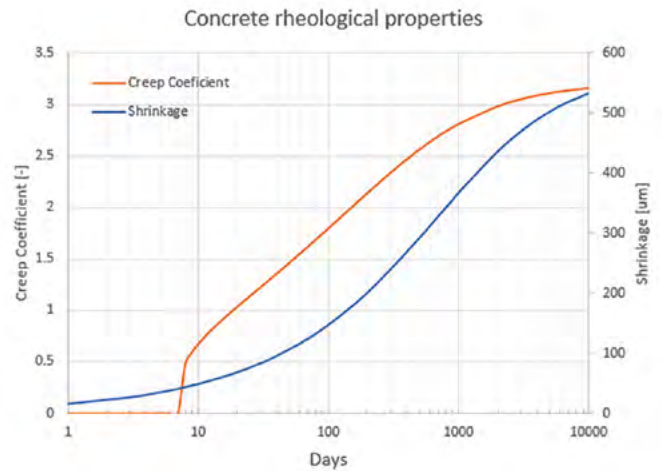


Figure 34. Creep and Shrinkage considered for the concrete.

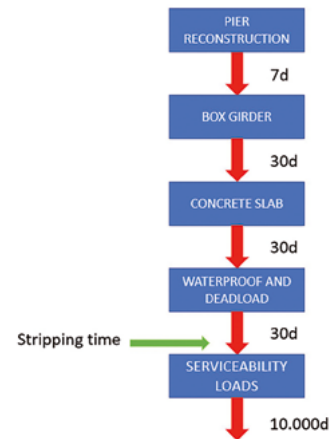


Figure 35. Construction schedule for structural analysis.

no compression capacity. Figure 33 shows the image of the 3D model developed for the analysis.

Concrete material behaviour included all time dependent properties, such as evolution of concrete strength (and associated E-modulus), shrinkage and creep. Analytical models as per EN1992-1-1:2004 [10] were used with a Class N cement type and 50% of RH. Figure 34 shows the evolution of the rheological parameters from casting to infinite time. In case of composite beams, both rheological parameters were included in the behaviour of the 1D FEM, causing local redistributions. As for any time-dependent structural analysis, an erection schedule was defined. Thus, the schedule considered in the analysis is defined in figure 35. Five steps were considered in

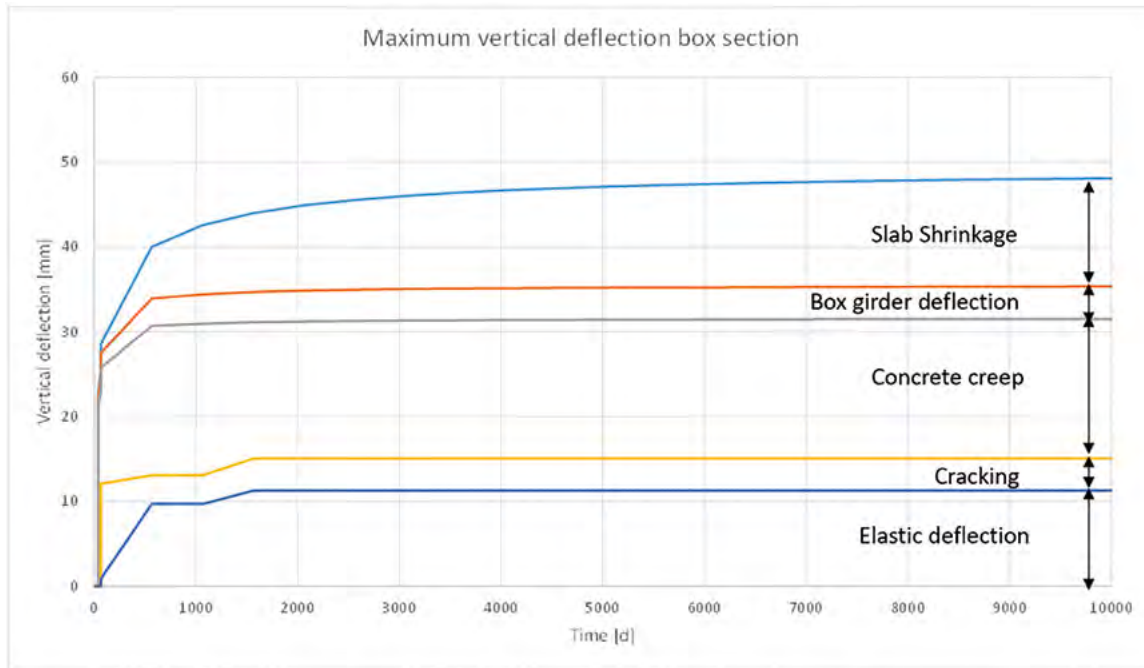


Figure 36. Effect of different actions on the calculated maximum deflection at the canopy edge for the initial solution.

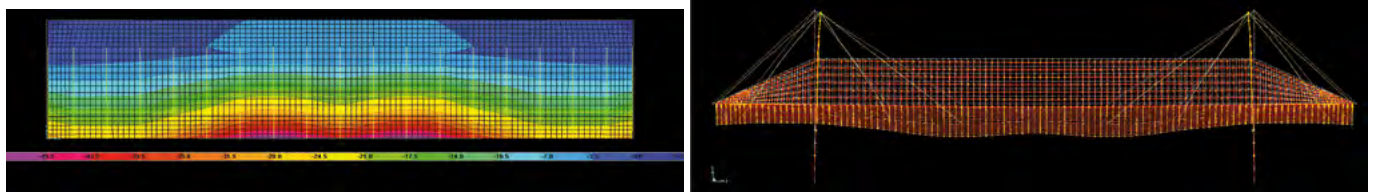


Figure 37. Final vertical deflection distribution for canopy structure for initial solution.

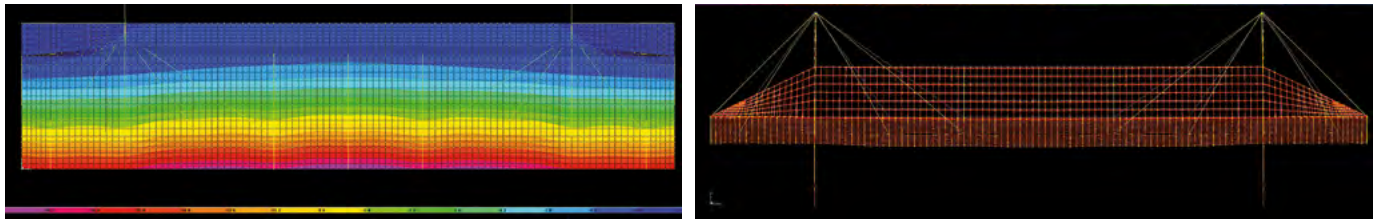


Figure 38. Final vertical deflection distribution for canopy structure for adopted solution.

the construction schedule. The works would start by pier reconstruction with OPC concrete and removing existing high alumina cement. After pier reconstruction the box girder erection will begin. Finally, the concrete slab and steel beams, working as a composite structure, will be constructed. Waterproofing and other superimposed dead load are applied after structural completion (67 days). Finally, the structure shoring is removed in 30 additional days. 10.000 d was considered as the end of time – dependent analysis.

In order to capture cracking, given the considerably complexity, an *a priori* stiffness reduction was considered in the analysis. The box section stiffness was reduced to the 70% of the theoretical value (after beam stress analysis), whereas the stiffness of the concrete slab was reduced to the 30% of its theoretical value.

The maximum calculated deflection at 10 000 days was 48 mm. In order to quantify the components that play a role in the deflection behaviour, the model was updated by remov-

ing some features: Shrinkage, Creep, Box girder deflection and stiffness reduction due to cracking. The obtained results are summarized in figure 36, together with the time evolution and show that creep and shrinkage are major contributors to the final deflection calculation (29 mm from the total 48 mm calculated), whereas other aspects such as box girder deflection or cracking are negligible (representing only 3 mm in the total cumulated deflection). Note that shrinkage plays a significant role, given the location of the concrete slab in the composite section, at bottom. Concrete shrinkage induces a positive curvature in the cantilever and increases the deflections in the canopy edge. Two lessons were derived from the analysis: first, the use of controlled shrinkage cement will lead to a relevant reduction of maximum expected deflection (- 25%) and second, the longer the shoring remains, the lower the final deflection will be.

Some additional information was extracted from the analysis of vertical deflection in the structure (figure 37):

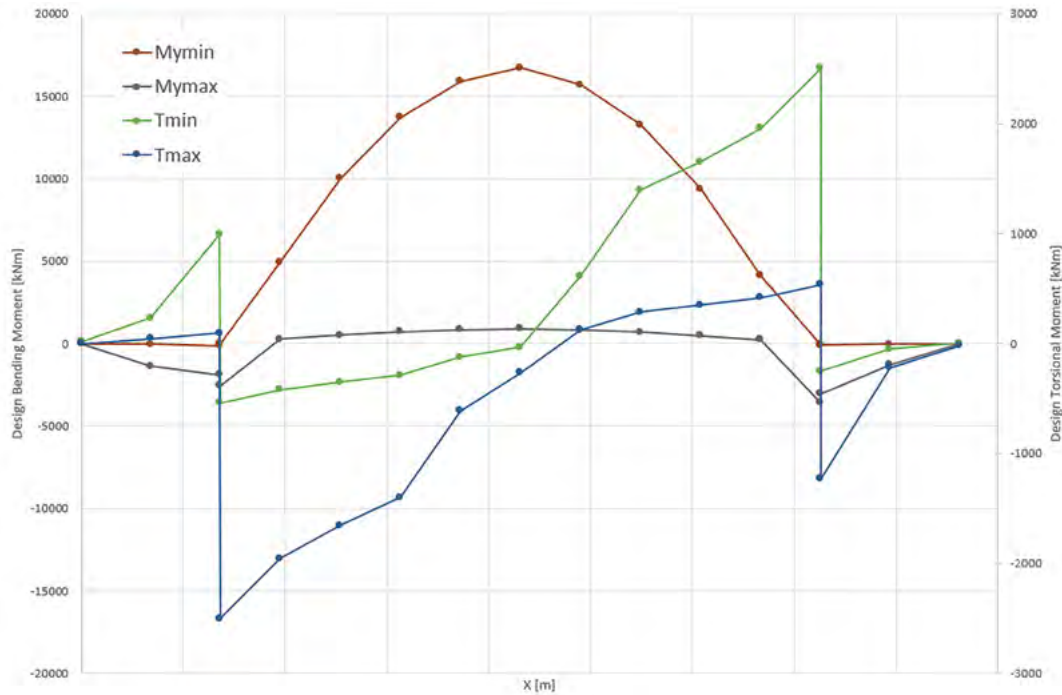


Figure 39. Member forces calculated for box girder after integration of shell stresses.

- The vertical deflection of the concrete box section at final time is only 5 mm, which is negligible (this was also identified in the previous analysis). Thus, the proposed girder cross section shall be considered as stiff enough for deflection control.
- The middle section of the canopy presents vertical deflections double than other sections in front of the piers. This is caused by two main reasons: lack of stiffness of the longitudinal beam which links all stay toes, and lack of stay effectiveness. This last effect is due in turn to two additional factors: lack of piers lateral stiffness, as is shown in deflection elevation, and extreme stay slope which is in the limit of 20° .

For the given canopy span (7.6 m), the maximum calculated deflection represents $L/316$ (considering L as 2 times the cantilever). This was thought to be a bit excessive (having in mind the objective of $L/500$) and some improvements to the design were included in the final design:

- The use of shrinkage balanced cement with an adequate expansive additive. This will reduce lightly the maximum compression capacity, but given the low stresses obtained in the calculation it will not represent a significant issue for the design.
- Increase longitudinal beam stiffness (as was observed in the existing steel strengthening) by increasing the section profile up to a HEB260 from the original HEB120.
- Add three additional stays hanging from the box section and controlling the deflection in the middle of the canopy.

With all of three structural improvements, final deflection was controlled up to a maximum value of 19 mm, representing only 40% of the initial estimation with the preliminary solution and $L/800$. Deflection shows a homogeneous arrange-

ment throughout the length of the structure (figure 38).

Once the structural arrangement adopted was validated through deflection control (main aspect in appearance requirement), member forces were derived in the box girder. For this purpose, the utility *section cut* was used to integrate stresses in shell finite element and calculate relevant member forces to be postprocessed as per code requirements. Member forces distribution for ULS envelopes are plotted in figure 39, obtaining a maximum bending moment of 16 200 kNm, the maximum torsion developed is about 2 500 kNm.

With respect to the stays, the maximum obtained design force was 300 kN, located on the short members linking the box and the canopy slab. This force is easily taken by a MKT bar stay of 42 mm with grade 460, able to support 450 kN each one.

Structurally speaking, in comparison with the original design from 1953, the stays have been distributed throughout the whole canopy, having less capacity. From the original $3\varnothing 42$ bars (in mild steel quality) isolated stays $\varnothing 42$ mm of grade 460 have been designed, facilitating the connection detailing to the concrete structure.

4.3. Reconstruction works description

Works started by the demolition of the existing structure. After proper assessment of the existing shoring structure, the old stays were cut, and concrete structure was demolished using a remote-controlled pneumatic hammer. The existing concrete appearance is shown in figure 40, colour and texture indicate that existing concrete was made using high alumina cement as well. After the canopy demolition, piers were also demolished up to the transition level between OPC and aluminous cement, located almost at the existing ground level. All demolitions were carried out in two months.



Figure 40. Existing structure demolition.



Figure 41. Box girder concreting and joint.

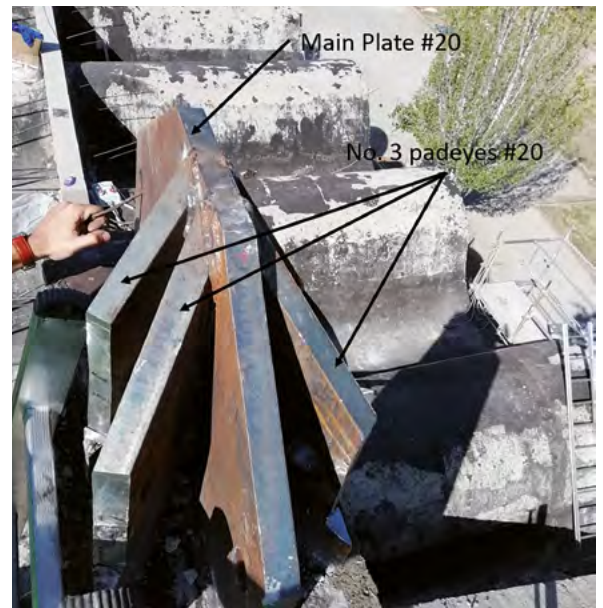
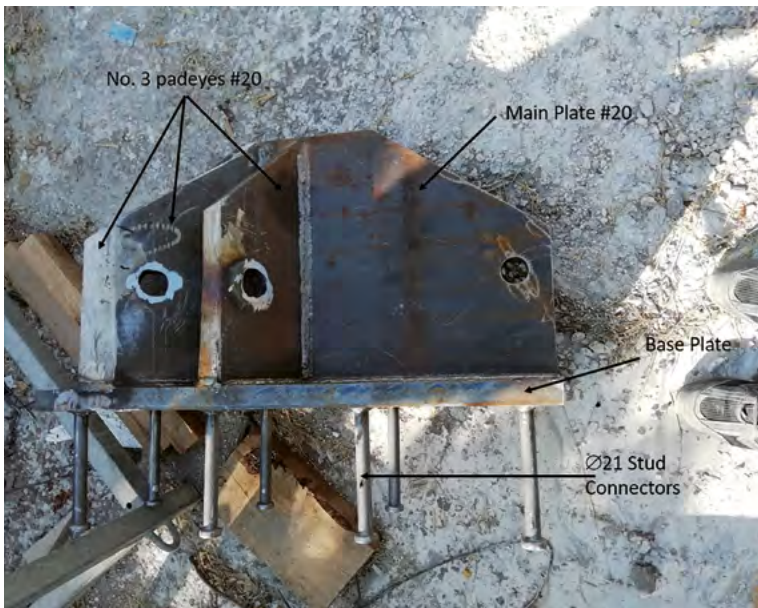


Figure 42. Connection piece details.



Figure 43. view of concrete box girder and piers after piers concreting.



Figure 44. Final appearance of structure and pier top from north façade.

The steel structure used for shoring was updated adding tertiary members to the existing members and providing additional formwork wood plank for the new concrete.

Works started by updating the existing steel shoring to be used for future formwork. Some additional secondary mem-

bers were added, but in general the structure (and its foundation) was valid for the new structure. The box concrete section was cast in three phases: bottom slab, walls and top slab. The walls were cast in turn in three additional phases providing two construction joints at span quarters (figure 41).



Figure 45. Final appearance of canopy structure.



Figure 46. Door detailing.



Figure 47. Masonry front wall appearance after plaster removal.



Figure 48. South masonry façade detail between different structural modules.



Figure 49. Embedded concrete stiffener and spalled bricks due to corrosion.



Figure 50. Glass fibre reinforcing for brick walls.



Figure 51. Final appearance of brick walls after rehabilitation.

The connection between pier top and the stays was designed with a steel transition piece anchored to the concrete with the aid of eight $\varnothing 21$ studs. The transition piece is composed by a baseplate, a vertical main plate and three additional padeyes, all welded together to the vertical plate (figure 42). This piece was concreted together with the top part of the pier (figure 43). The stays are anchored to the connection piece by means of a cast iron shackle and pin. Once the stays were positioned, the connection piece was covered with fairing steel plates to maintain the original rectangular shape of the pier top. Waterproofing and protective coatings were added as finalising treatment to the structure. The whole procedure was carried out in four months once the demolition phase was finalised. Figures 44 to 46 shows the final aspect of the canopy once the shoring was removed.

5. MASONRY REHABILITATION

Although the main structural works were focused on the shell roof and entry canopy, rehabilitation of existing brick masonry merits some words in this article. The original state presented a coloured coated plaster, which the owner wanted to remove, restoring the original condition of these elements. After intensive sandblasting, the removal of plaster revealed the existence of severe wall cracking, caused mainly by ground settlement, lack of thermal joints and unsolved interaction between different alignments. Figures 47 and 48 show a graphical description of the masonry's real state. Some concrete stiffeners were provided throughout the wall length. Since the existing stiffeners' rebars developed corrosion, expansion products caused



Figure 52. Final appearance of brick walls after rehabilitation.



Figure 53. Glass sheets enclosure and fixation to shell roof.

not only the concrete to spall but also the covering brick pieces, (figure 49).

Masonry structural rehabilitation was implemented using embedded glass fibre rebars (figure 50). These were provided crossing the crack each 5-horizontal joints, located in the brick bed joint and glued with epoxy resin. The crack was restored using a final coating. Final appearance shows nearly no damage in brick walls, restoring their almost their initial aesthetic (figures 51 and 52).

Building enclosure is finished on its top, with glass sheets 10+10 mm, connected to the masonry and shell roof. Connection is detailed through a piece of stainless steel providing a gap of 10 mm on its top, allowing for deformations of the shell roof (figure 53).

Acknowledgment and gratitude⁴

This article is included in a special number of the scientific magazine *Hormigón y Acero* to the memory of the one who was Director of the editorial committee: Mr. Luis Ortega. I had the honour of working with him during several joint research projects between the Eduardo Torroja Institute and Geocisa. Later, some bridge rehabilitation project joined us, and, finally, we were colleagues in the Structural Analysis chair at the Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid. From him I did not only learn how to approach existing structures, but also how to interact with other colleagues in the profession and even students. To his memory.

References

- [1] Eléybox (1953) Recuerdo de la Feria Internacional del Campo. *Cortijos y Palacios* n° 77, Ed. Casto Fernandez – Shaw, n° 77, Pag 32 – 39. Madrid.
- [2] de Coca Leicher, J. (2013). (1950 – 75) *El Recinto Ferial de la Casa de Campo de Madrid*, PhD work (in Spanish). ETS Arquitectura de Madrid. UPM.
- [3] Official tourism website of Madrid City. https://www.esmadrid.com/informacion-turistica/pabellon-de-convenciones-casa-de-campo?utm_referer=https%3A%2F%2Fwww.google.com%2F.
- [4] Gómez Barrado, S. Calderón Bello, E. Rodríguez Escribano, R.R. (2018) Proyecto de Ejecución de Medidas Correctoras a Realizar en la Marquesina del Pabellón de Convenciones sito en el Recinto Ferial de la Casa de Campo (Madrid).
- [5] Roberts, M.M., S. A. M. T. Jaffrey: BRE Information. 15 15/74 (1975).
- [6] Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC). (1993) *Jornadas sobre cemento aluminoso*.
- [7] Pérez, M. Vázquez, T. Triviño, F. (1983) Study of stabilized phases in high alumina cement mortars. *Cement and Concrete Research*. Vol. 13, pp. 759-770.
- [8] CEN (2007) EN 13791: 2007. Assessment of concrete compressive strength in structures or in structural elements.
- [9] Quintero, F. (1988) *Estructuras Metálicas*. U.D. 1.1. La piza aislada. Flexión. Torsion, Escuela de la Edificación, UNED ISBN: 978-84-86957-64-1.
- [10] CEN (2004) EN1992-1-1:2004. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1. General Rules and rules for buildings.

⁴ This section is written by the first author.

Ingeniería sobre estructuras existentes: patologías, cirugías, trasplantes, urgencias. Tres casos prácticos

Engineering on Existing Structures: Pathologies, Surgeries, Transplants, Emergencies. Three Practical Cases

Juan Carlos Arroyo ^a, Alberto Costaguta ^b, Eduardo Medina ^c y Miriam Alonso ^d

^(a) Ingeniero de Caminos, Doctor en Arquitectura, CALTER / ^(b) Ingeniero de Caminos, CALTER

^(c) Arquitecto Técnico, Doctor en Arquitectura, CALTER / ^(d) Arquitecta, CALTER

Recibido el 15 de abril de 2020; aceptado el 7 de junio de 2021

RESUMEN

La ingeniería estructural en obras de rehabilitación y refuerzo de estructuras requiere un esfuerzo para el conocimiento previo de la estructura (geométrico y mecánico), amén del conocimiento de las normativas y proceso de análisis y dimensionamiento de la época; y además requiere un esfuerzo de ingeniería durante la obra, muy por encima de lo que requiere una obra nueva.

El artículo explica tres obras desarrolladas en este ámbito y que tienen singularidades mencionables:

- El proyecto de ampliación de una fila de gradas en el estadio Santiago Bernabéu, lleno de condicionantes de construcción en el que el elemento estructural afectado, estrictamente armado y de forma repetitiva, y construido en años difíciles para garantizar la calidad, se repite varias decenas de veces (finalización en 2011).
- El nuevo Teatro Príncipe Pío en una nave de casi cien años, protegida, donde el reto es rehabilitar la estructura para acoger respetuosamente una nueva funcionalidad (finalización en 2020).
- La rehabilitación de un hotel en Ibiza, donde los intensos trabajos de caracterización no descubrieron el verdadero estado de la estructura: el reto de esta obra fue aplicar ingeniería de urgencia para intentar que se pudiese reutilizar, sin demolerla (finalización en 2019).

PALABRAS CLAVE: Rehabilitación estructural, caracterización, estadio Santiago Bernabéu, ampliación de graderío, fibra de carbono, FRP, refuerzo a cortante, ingeniería de urgencia, corrosión, pandeo de armadura longitudinal.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

Structural engineering in rehabilitation and strengthening works requires an effort for prior knowledge of the structure (geometric and mechanical), as well as knowledge of the codes and the analysis and design process of the era; and it also requires an engineering effort during civil works, far greater than is required for a new structure.

The article explains three works developed in this area and which have notable singularities:

- The project to increase the bleachers at the Santiago Bernabeu Stadium, full of construction conditions and repetition, in a strictly designed structure and built at a difficult time to guarantee quality (completion in 2011).
- The new Teatro Príncipe Pío in a 100-year-old warehouse, protected heritage, where the challenge is to rehabilitate the structure to respectfully accommodate a new functionality (completion in 2020).
- The rehabilitation of a hotel in Ibiza, where the intense characterization work did not reveal the true state of the structure: the challenge of this work was to apply emergency engineering to try to make it possible to reuse it, without demolishing it (completion in 2019).

KEYWORDS: Structural rehabilitation, characterization, Santiago Bernabeu Stadium, increase of stadium bleachers, carbon fiber reinforcement, FRP, shear reinforcement, emergency engineering, corrosion, buckling of longitudinal reinforcement.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: jcarroyo@calter.es (Juan Carlos Arroyo)



Figura 1. Foto del estadio desde el sur, en 1955. En la mayoría del estadio se observan dos anfiteatros. Cortesía de la biblioteca de la Facultad de Empresa y Gestión Pública. Universidad de Zaragoza.

1. AMPLIACIÓN DEL PRIMER ANFITEATRO DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU¹

El graderío del estadio Santiago Bernabéu, construido entre 1944 y 1947, tenía una holgura de visibilidad entre la fila más alta de la primera grada y la más baja del primer anfiteatro. Esa holgura permitía pensar en la posibilidad de añadir una fila inferior en el primer anfiteatro para utilizar la máxima capacidad de aforo del Estadio.

Esta obra de ampliación interna, según cuentan los arquitectos de la ampliación, había sido planteada en numerosas ocasiones, pero aparecían dos condicionantes primordiales que la hacían compleja de abordar: la actuación de refuerzo en una obra antigua construida en la época de posguerra, y la necesidad de mantener la operabilidad durante casi todas las semanas del año, con partidos el fin de semana y entre semana.

La ampliación consiste en la disposición de una fila adicional de asientos en toda la longitud del estadio.

El objetivo del proyecto, año 2011, es encajar y desarrollar un proyecto constructivo con una solución estructural óptima, simple (económica) y rápida. La simpleza y rapidez están muy relacionadas con la magnitud de la intervención en la estructura existente, de mediados de los años 40 (figura 1).

1.1. Estructura existente²

La estructura existente del graderío (figura 2) se conforma mediante una serie de pórticos (88) cada 7,0 m aprox.

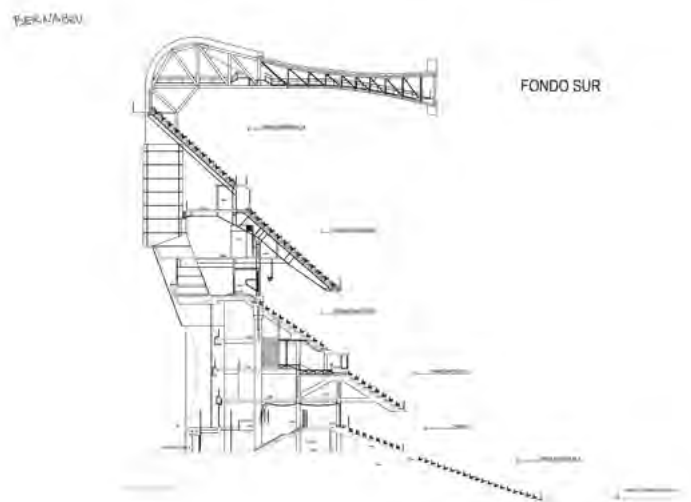


Figura 2. Estructura transversal típica (pórtico) del estadio.

Este pórtico se repite ochenta y ocho veces a lo largo del perímetro de la grada (figuras 3 y 4)

¹ Apartado escrito por los autores (a) y (b).

² El estadio fue proyectado por los arquitectos Muñoz Monasterio y Alemany Soler y la estructura fue proyectada por Carlos Fernández Casado.



Figura 3. Planta del estadio, con las divisiones por vomitorios.

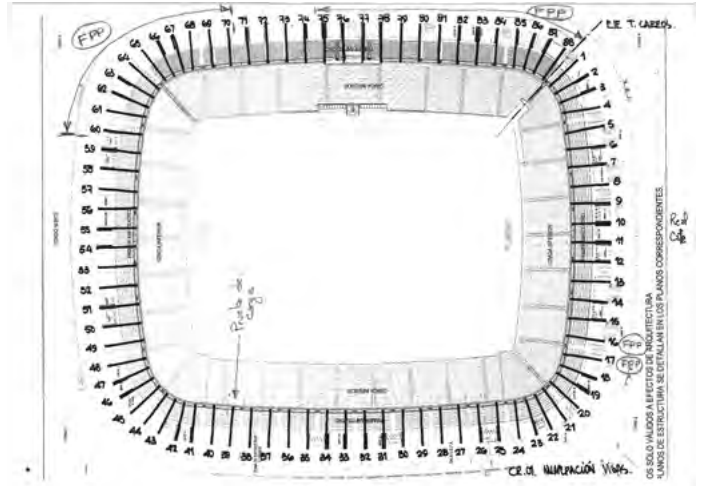


Figura 4. Planta estructural del primer anfiteatro. Situación de los 88 pórticos.

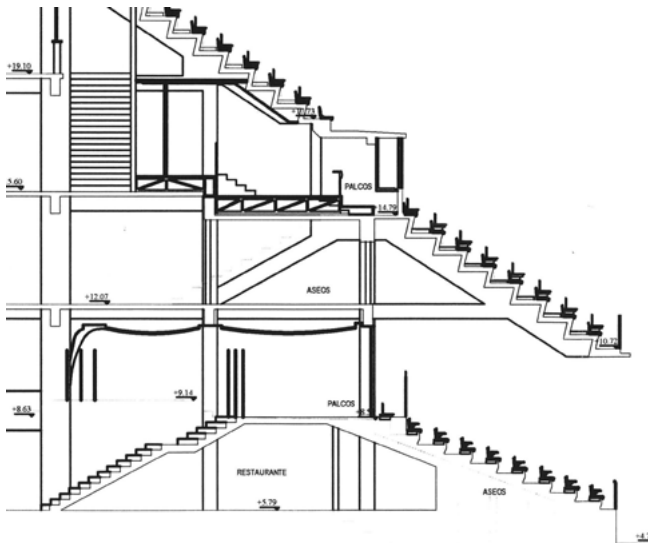


Figura 5. Detalle de grada en vuelo en el primer anfiteatro.

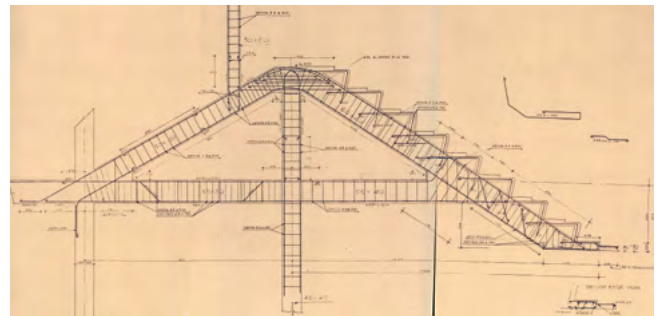


Figura 6. Armado del pórtico.



Figura 7. Fila ampliada. Cortesía de Estudio Alemany.

Todos los pórticos están formados, en su parte inferior, por una viga zanca de unos 9 m de longitud, apoyada a media altura en un puntal horizontal que va hasta el pórtico trasero (figura 5).

La grada propiamente dicha es una estructura de hormigón *in situ*, a modo de lámina plegada, que se forma con los sucesivos respaldos y asientos. La estructura de la grada tiene un canto aproximado igual a la altura del respaldo, que es de 60 cm.

La viga zanca, por tanto, trabaja a flexión como una viga con voladizo, y además trabaja a tracción equilibrando la compresión del puntal en el nudo intermedio.

Las tracciones que se provocan en la zanca se trasladan hacia atrás mediante una estructura de retenida también zanca.

La figura 6 muestra el armado del pórtico que debe estudiarse para recrecerlo y reforzarlo.

1.2. Ampliación de la grada

La ampliación consiste en la disposición de una fila dispuesta en la punta del voladizo actual, tal y como muestra la figura 7.

Uno de los problemas habituales de las intervenciones en estructuras existentes es la determinación de la sobrecarga. La estructura original, de los años 40, se proyectó para una sobrecarga de 3 kN/m². Actualmente, este tipo de estructuras debe calcularse para una sobrecarga 5 kN/m². Si no se llevase a cabo actuación estructural alguna, podría seguirse manteniendo la estructura siempre que estuviera adecuadamente conservada. Sin embargo, cuando ha de reforzarse o rehabilitarse alguna parte de la estructura, esta debe hacerse para las sobrecargas actuales. Por ello, en este caso, la ampliación de la primera fila del primer anfiteatro lleva consigo la necesidad de revisión del

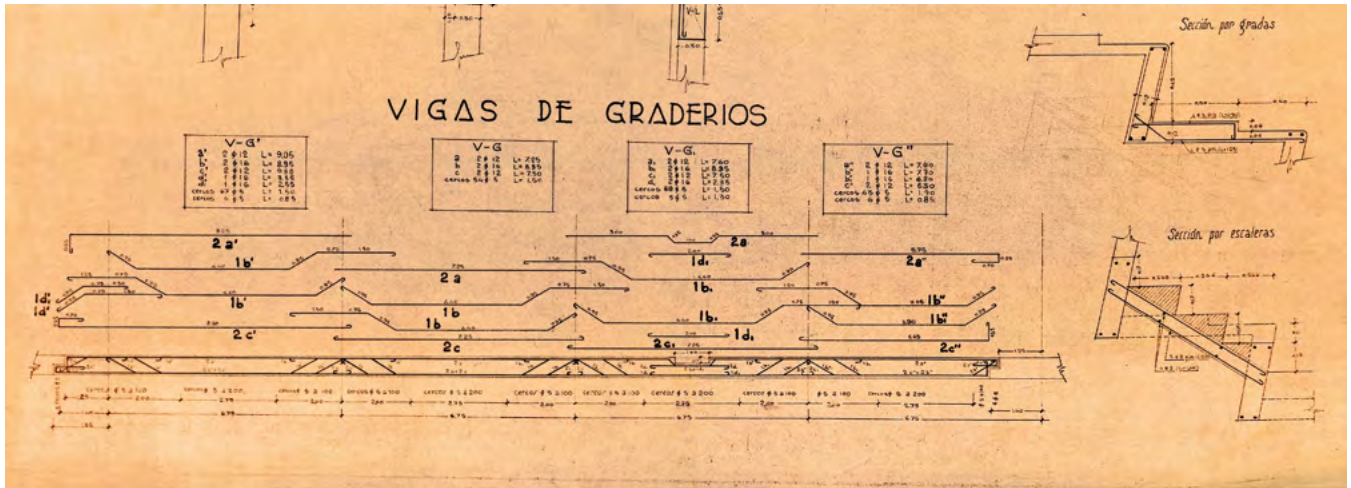


Figura 8. Armado de la grada y sección transversal.

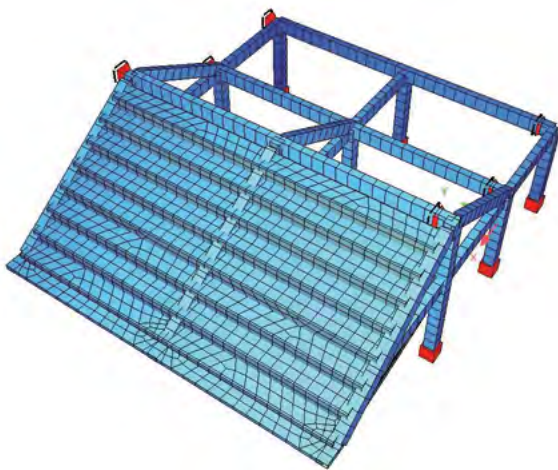


Figura 9. Modelo estructural del graderío, con SOFISTIK.

sistema estructural del graderío completo para las nuevas sobrecargas.

Esta circunstancia somete a mucha presión a la iniciativa de la propiedad pues un incumplimiento de la grada respecto de las nuevas cargas hubiese supuesto un refuerzo integral de toda la superficie de asientos del primer anfiteatro lo cual podría encarecer mucho la operación.

Por ello, se realizó un primer análisis de la capacidad estructural de la grada. En caso de encontrar niveles de seguridad inferiores a los admisibles para las nuevas sobrecargas, se había planteado un segundo escalón de trabajo, plan B, que hubiera sido la realización de una prueba de carga de determinación de la capacidad resistente. Estos ensayos, que usualmente son muy agresivos pues llevan a la estructura a niveles de carga de prerrotura y son arriesgados, se suelen contraindicar; pero, en este caso, hubiese sido una magnífica segunda opción.

El análisis estructural de la grada fue satisfactorio. De ella se conoce la geometría, el armado y la calidad de los materiales (figura 8).

Se introdujo un modelo del graderío en SOFISTIK (figura 9) para analizar el comportamiento de las gradas frente a la nueva sobrecarga, incluyendo efecto dinámico.

Los resultados indicaron que el comportamiento de las gradas es suficientemente seguro para la sobrecarga de 5 kN/m². De alguna forma era el primer análisis del estadio e indicaba que el elemento era muy solvente para una carga bastante mayor que su carga de proyecto. Esto indujo a pensar que la estructura estaba armada generosamente, nada más lejos de la realidad. Como se comprobará en los sucesivos análisis, la estructura se proyectó y construyó de forma muy estricta.

El caso de las gradas era un caso especial y la explicación podría ser que la geometría de la grada es compleja y que su análisis se aproximó más al de una viga que al de la placa quebrada que realmente es y que aumenta mucho la capacidad. Es decir, que la capacidad actual de análisis permite considerar la grada continua y esto mejora mucho el comportamiento de la losa y, probablemente, en los años 40, no se quiso aprovechar ese efecto de continuidad transversal, de ayuda de una fila de asientos con las adyacentes.

En resumen, los resultados analíticos fueron suficientemente contundentes y validados con los testigos del hormigón y las catas por lo que se decidió dar por válidas las gradas para la nueva carga.

1.3. Estudio tipológico del refuerzo del pórtico tipo

Ante la necesidad de proyectar una solución que se iba a repetir ochenta y ocho veces sobre una estructura existente de los años 40, la búsqueda de la solución óptima estuvo presidida por una obsesión: la simplicidad máxima, que supone mejoras económicas, rapidez de ejecución e intervención mínima.

La estructura necesaria para proveer una fila más es sencilla, la carga que proporciona esa ampliación también es pequeña en comparación con la carga de las ocho filas de gradas. Pero hay un aumento de carga generalizado por la nueva sobrecarga de 5 kN/m² y además, la nueva fila está en el extremo del voladizo por lo que su influencia en el momento negativo de la viga zanca es grande y el esfuerzo que transmite al puntal horizontal es también importante.

En el plano original de la figura 10 se observan los elementos viga zanca y puntal horizontal.

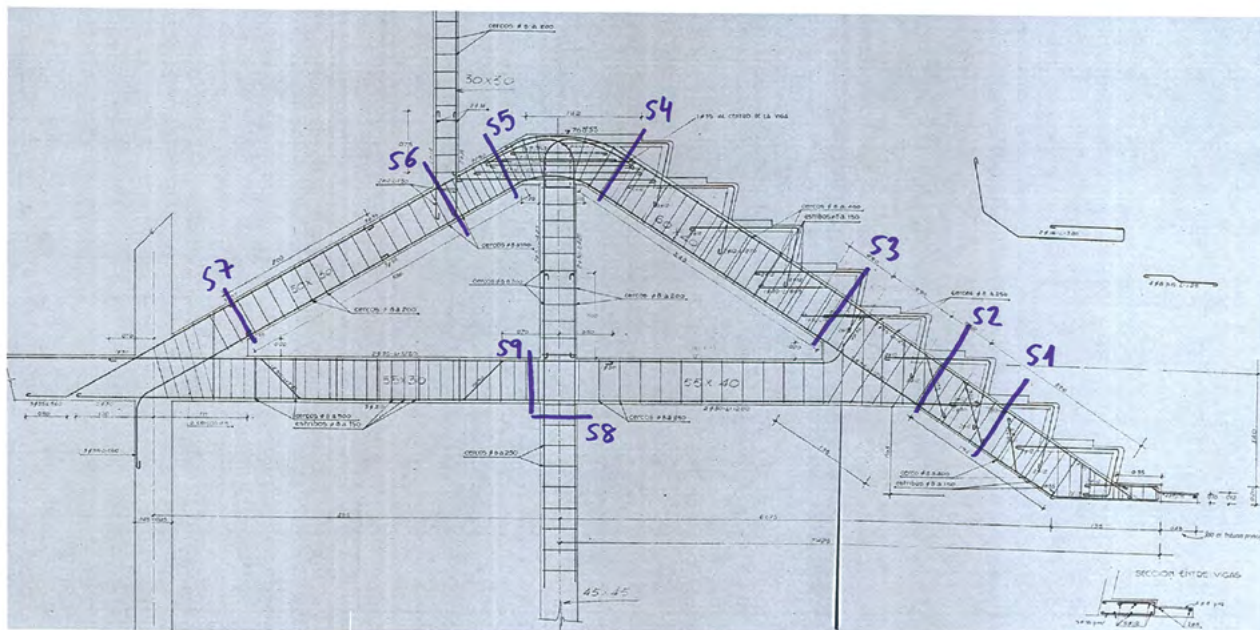


Figura 10. Plano original del pórtico tipo.

1.3.1. Solución postesada

En esa línea de trabajo, el sistema original de Carlos Fernández Casado es un sistema muy rígido y eficaz, por lo que parece posible ayudarse de él para resistir el incremento de carga de la ampliación y de la grada existente. O sea, el planteamiento puede ser la aplicación de un refuerzo resistente a la estructura existente, sin modificar el esquema estático ni la rigidez. Es decir, tanto la ampliación como el incremento de carga viajarán por la estructura original.

Existe, además, el componente dinámico de la sobrecarga de las gradas por lo que inicialmente se optó por los refuerzos activos. Así que la primera solución es plantear un refuerzo del pórtico existente mediante postesado exterior.

Para que este refuerzo sea eficaz debe situarse algo excéntrico. Debido a la existencia de las gradas, no es posible dar toda la excentricidad hacia arriba que necesitaría por lo que se optó por proponer una importante cantidad de compresión y, seguramente debería rozarse la grada para introducir algo más de excentricidad al pretensado.

Esta es una solución muy apropiada, pero tiene algunos problemas:

- La necesidad de rozar las gradas para dar más excentricidad.
- La necesidad de un nivel de compresiones bastante elevado.
- El problema, que comparten casi todas las soluciones, de trasladar las cargas de tracción (los cables de postesado) hacia atrás, hasta la zona de retenida.
- Otro problema, que comparten casi todas las soluciones, es que es preciso taladrar la estructura existente para anclar los cables de postesado.

Esta solución, en cambio tiene las siguientes ventajas:

- La obra se hace con una única unidad de obra: el postesado, por tanto, es una solución simple.
- Es una solución activa que disminuye la fisuración, au-

menta la rigidez de la estructura de hormigón armado y, mejora el comportamiento dinámico [1] pues la inercia del elemento es la inercia bruta.

Esta primera solución pareció apropiada a falta de comenzar a validarla con los primeros resultados del cálculo.

La solución no era perfecta, era algo invasiva y se tenía que introducir mucho postesado (por el déficit de excentricidad) y, por lo tanto, mucha compresión, a una estructura antigua, de la época de la España autárquica (recordarán los lectores que en esa época los forjados más habituales de bovedilla cerámica se denominaban así, autárquicos, mucha imaginación, mucha mano de obra y calidad de materiales muy ajustada).

Finalmente, unos días después de plantear la solución postesada, se vio que los inconvenientes eran más que las ventajas y que la compresión a introducir era demasiado grande y el anclaje sería demasiado destructivo en el nudo superior del pórtico.

1.3.2. Cambio del esquema estructural

A la vez que se desarrollaba la solución de refuerzo con postesado sin variación del esquema estático de Don Carlos, otro equipo se dedicó a pensar posibles variantes.

En la idea de hacer más sencilla la solución, se estimó que, en lugar de reforzar, podía volver a pensarse en modificar el sistema estático.

La carga de la fila ampliada genera, en la estructura original, los siguientes efectos:

- En la viga zanca del pórtico, desde el extremo que se amplía hasta el puntal horizontal (figuras 11a y b), hay una ley creciente de momentos negativos, que se ve aumentada por la carga de la ampliación y que hace pensar en un refuerzo de postesado en la cara superior como la solución más adecuada.
- En el puntal, existe una compresión predominante más algo de flexión negativa.

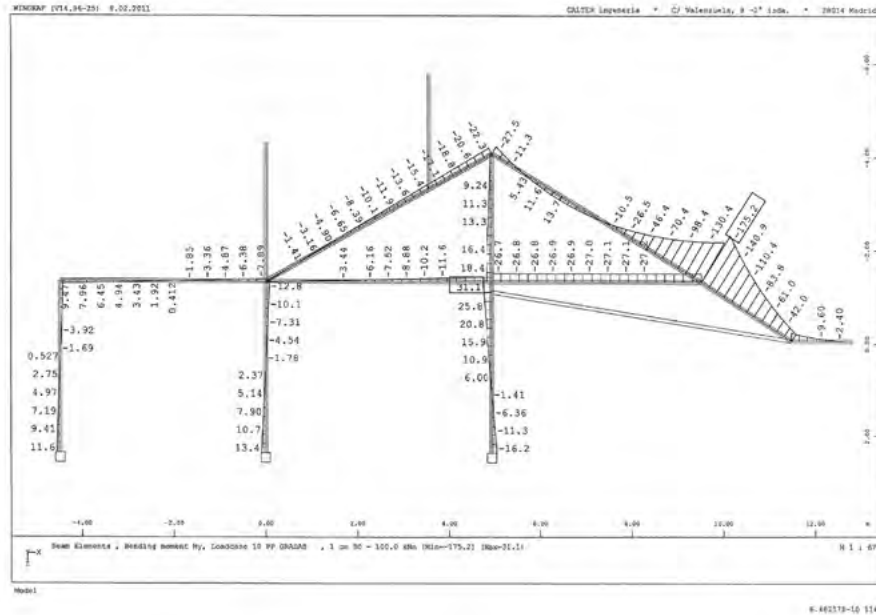


Figura 11a. Leyes de flectores en el pórtico para carga permanente.

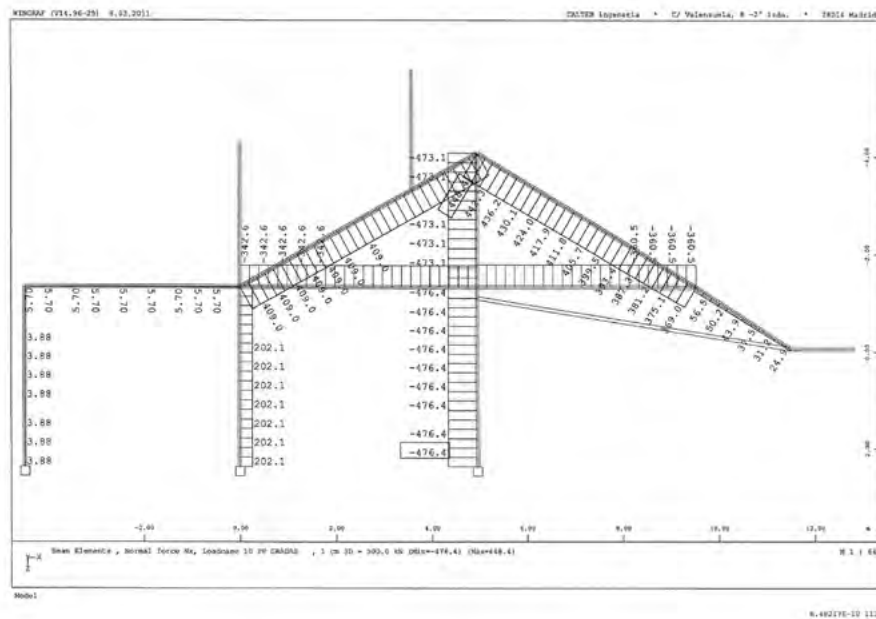


Figura 11b. Leyes de axiles en el pórtico para carga permanente.

- En la viga zanca, desde el puntal hasta arriba, existe flexión predominante compuesta con algo de tracción.

Una cosa está clara, el esfuerzo principal es la flexión de la viga zanca y, para luchar contra él, la mejor opción sería disponer un puntal hacia abajo en el extremo o un tirante hacia arriba. Evidentemente ambas soluciones quedan proscritas por la funcionalidad del estadio.

1.4. Solución elegida

La única solución que permite aportar un puntal a la estructura, compatible con la funcionalidad, es llevar dicho puntal "hacia arriba". La intuición parece decir que la eficacia de

ese puntal es muy pequeña (figura 12). Sin embargo, aunque poco eficaz, su influencia es suficiente como para disminuir los momentos flectores negativos de la zanca hasta valores asumibles por la estructura existente y únicamente crece de forma importante el efecto de tracción en toda la longitud de la zanca.

Sólo con la disposición de ese puntal metálico, los modelos muestran que su disposición rigidiza mucho la estructura original pues aporta un tercer apoyo, en el extremo, a la viga zanca.

Dicho puntal, además, va a trabajar únicamente para las cargas de la ampliación y la sobrecarga de su grada. Para hacer esta suposición es preciso garantizar que el pórtico actual recoge de forma solvente las acciones permanentes. Por lo tanto, el puntal muere en la punta del pórtico original.

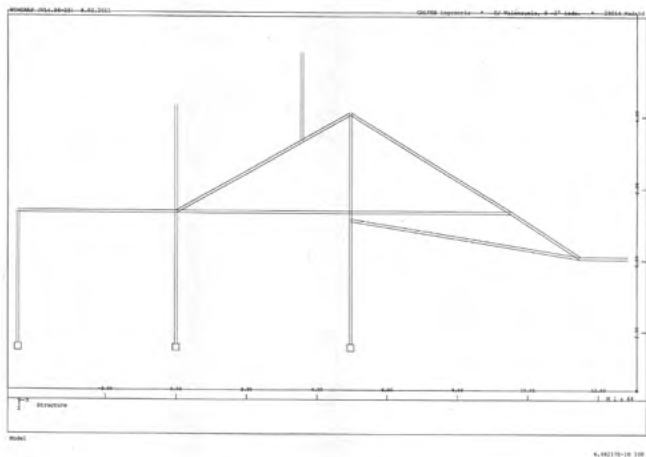


Figura 12. Propuesta de puntal, "hacia arriba".

La simple disposición del puntal mejora el esquema estático y disminuye los esfuerzos en el pórtico. Así es, los esfuerzos totales de flexión en la zanca, que son esfuerzos de flexión negativa, son prácticamente los mismos en la estructura original con carga de 3kN/m^2 , que en la estructura nueva con los correspondientes incrementos de carga. Es decir, la disposición del puntal más el incremento de cargas, deja la estructura con los mismos esfuerzos flectores que la original (figura 11a).

Solamente aparecen unos importantes esfuerzos de tracción que ya tenía la estructura original pero que ahora aumentan un 25% aproximadamente (figura 11b).

Así pues, a partir de la disposición del puntal, los incrementos de esfuerzo son únicamente esfuerzos de tracción que no pueden ser resistidos, por lo que debe ser reforzada (como era de esperar, ya que la estructura de D. Carlos está muy ajustada a las cargas).

Se analizó el comportamiento dinámico mediante la comparación de las frecuencias naturales de vibración con las que pueden afectar a la comodidad de estadios. La nueva fila, en estos años, ha demostrado un buen comportamiento dinámico, similar al de las gradas adyacentes.

1.4.1. Refuerzo a tracción

La tracción es un esfuerzo centrado, que puede y debe disponerse en el alma de la viga zanca y que se plantea de forma pasiva ya que la rigidez de la estructura está garantizada con el puntal por lo que no hay necesidad de introducir refuerzos activos.

La forma más sencilla de reforzar la tracción de la viga es mediante fibra de carbono, puesto que los niveles de refuerzo no son altos.

Quizás la mayor ventaja de esta solución, porque la convierte en una solución muy sencilla, es la que tiene que ver con la transmisión de esfuerzos de tracción hasta la viga zanca trasera, la viga de retenida.

El refuerzo de tracción (planteado con fibra) debe atravesar el pilar en su parte alta y trasladarse a la viga zanca trasera. Las vigas zancas pueden ser fácilmente reforzadas en su alma con dicha fibra, pero las tracciones deben ser capaces de pasar de la zanca delantera a la trasera y para hacer ese paso, la primera idea es taladrar el pilar.

Aunque esa idea estropea la limpieza de la solución, no parece que haya más remedio. Para evaluar la cantidad de tala-

dos se evaluó la tracción y la armadura existente, para valorar la capacidad del nudo existente.

Por suerte para la obra, uno de los pocos puntos en los que la estructura original tiene armadura abundante es precisamente esa (figura 6) y, tras evaluar la tracción a trasladar y la capacidad del nudo, se concluye que la armadura existente es suficiente.

Es decir, la armadura del nudo original es suficiente para trasladar a la retenida la carga original y el incremento, de tal forma que no es necesario traspasar con la fibra el nudo pudiendo interrumpir la fibra antes del nudo y recuperarla después, en el tirante inclinado de la retenida.

La elección de las fibras de carbono frente a las platabandas metálicas se tomó por la facilidad de manipulación y colocación, a pesar de que su precio, sobre el papel, era inicialmente más caro.

1.4.2. Fila ampliada y apoyo en la zanca

La fila de asientos que se amplía se construye con una viga metálica con la forma adecuada que se apoya en los pórticos, cada 7 m aproximadamente (figuras 7 y 13a)



Figura 13a. Viga metálica de la ampliación.

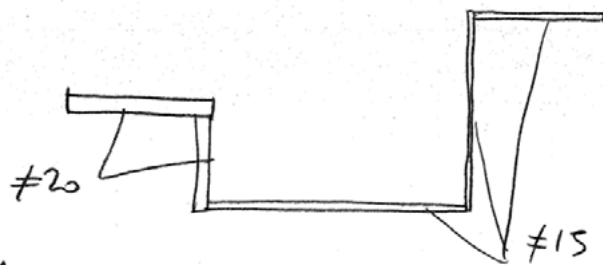


Figura 13b. Espesores de la viga de grada.

Con esta forma de la viga se minimiza el apoyo en el patín de unión a la viga zanca. Se definen los espesores mayores en la zona baja de la chapa (figura 13b) intentando que coincida el centro de gravedad con el centro de esfuerzos cortantes para minimizar las flechas laterales de las cargas verticales.

El apoyo de la viga de grada en los pórticos se realiza mediante una pieza metálica compleja, con pasadores (figuras 14a y b) que resisten el momento flector de la excentricidad del centro de gravedad de las cargas de la viga mediante un par que se forma con los pasadores extremos. Se pretende minimizar el esfuerzo en los pasadores separándolos todo lo posible. Ade-

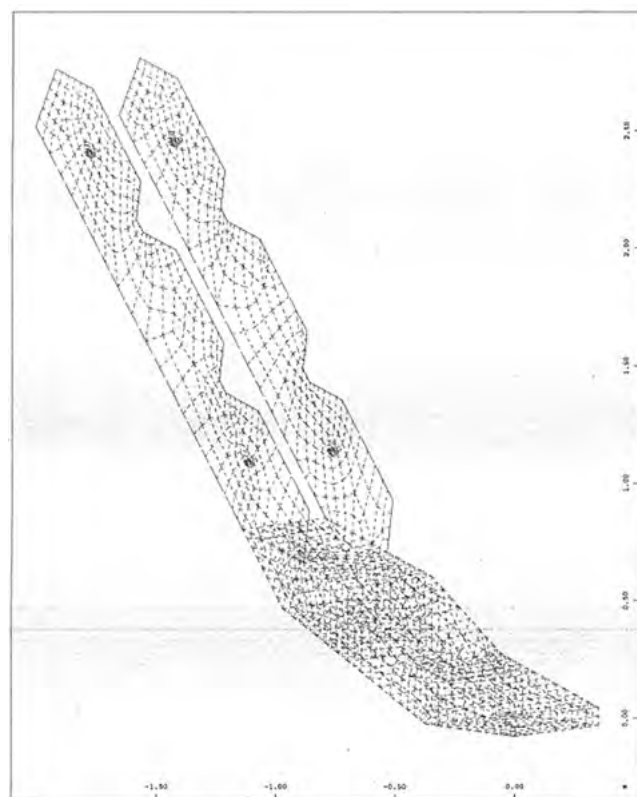
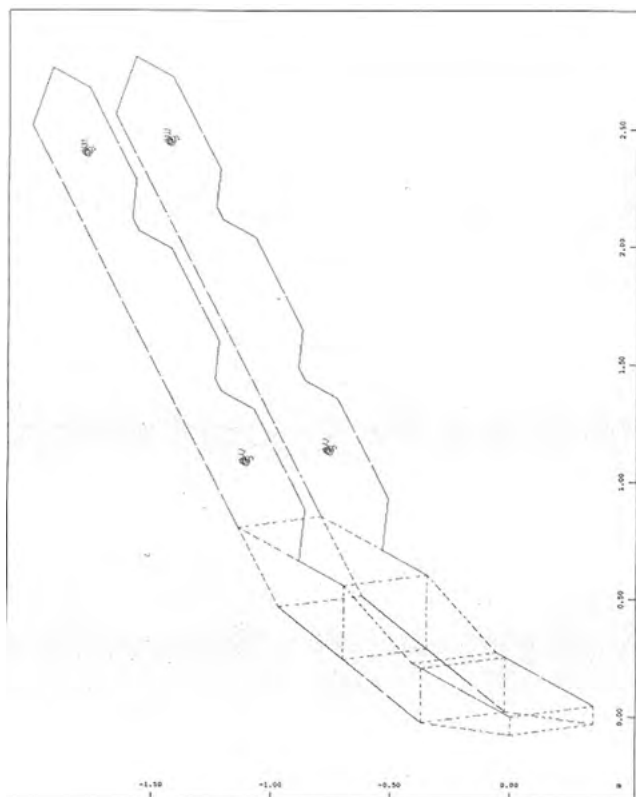


Figura 14a. Pieza metálica de apoyo de la grada en el pórtico. Modelos de análisis de SOFISTIK.



Figura 14b. Pieza metálica de apoyo de la grada en el pórtico.



Figura 15a. Modelo del refuerzo.

más, los pasadores más alejados de la viga de grada se disponen cerca del puntal horizontal de modo que se disminuye aún más la flexión que se podría trasladar a la viga zanca.

La construcción se llevó a cabo con el tremendo condicionante de que había que habilitar las gradas para los días de partido. Este hecho fue más complicado de cumplir mientras el equipo permaneció en competiciones europeas porque se ocupaba el estadio entre semana.

Durante el proceso constructivo, como en muchas obras de rehabilitación, uno de los aspectos más complejos fue el transporte de los elementos más grandes, puntal y patín metálicos, desde la calle hasta el interior del estadio.



Figura 15b. Puntal en situación definitiva.



Figura 15c. Imagen final.



Figura 15d. Imagen final.

La solución fue ejecutada de forma espléndida y se demostró que la propuesta era buena y que la estructura respondió con una buena calidad a pesar de la época en que se construyó, porque se repitió la solución ochenta y ocho veces sin incidentes reseñables.

En las figuras 15a, b, c y d, se muestran unas imágenes de la construcción y de la estructura terminada.

Ficha técnica

Fecha de construcción:	2012
Propiedad:	Real Madrid CF
Arquitectura: Proyecto y dirección de obra	Alemany & Aguinaga
Estructura: Proyecto y Dirección de obra	CALTER ingeniería
Constructora:	FCC
Aplicador de fibra:	Alberto Díaz Torio

2. REHABILITACIÓN PARA TEATRO DE LA NAVE SUR DE LA ESTACIÓN DE PRÍNCIPE PÍO³

La estación de Príncipe Pío fue inaugurada en el año 1861. El proyecto fue llevado a cabo por ingenieros de Francia, “los franceses”, cuyo origen da nombre al puente ferroviario sobre el río Manzanares que da acceso a la estación.

Posteriormente, a finales de 1920 se construye la nave de salida de viajeros en la fachada de la Cuesta de San Vicente, objeto de la actuación (figura 16). Dicha nave, de la que aún se conservan los ascensores de salida (figura 17), se construyó

³ Apartado escrito por los autores (a) y (c).



Figura 16. Fachada de la Cuesta de San Vicente de la nave de salida de viajeros. (foto: Paco Gómez).



Figura 17. Ascensores y escalera principal tras la remodelación. (foto: Paco Gómez).



Figura 18. Sala polivalente (foto: Paco Gómez).

a la vez que el conocido ramal Ópera, que une la estación con el metro de Ópera.

En el año 1993 se cerró una parte de la estación para darle la adecuada versatilidad a los nuevos medios de transporte y ser reutilizada como intercambiador de transportes, tren, cercanías y metro, además de realizarse una importante operación de revitalización comercial⁴ como en otras estaciones de tren en otras tantas ciudades españolas. En dicha operación se dejó sin uso la nave más oriental, la de la fachada sur, objeto de la actual rehabilitación.

En estos últimos tres años se ha acometido la remodelación de esta nave para acoger el Gran Teatro Príncipe Pío con casi 2000 butacas y otras actuaciones relevantes en los torreones de dicha nave.

Esta nave, que fue el gran hall de la estación, ahora pasa a convertirse en una gran sala polivalente con gradas retráctiles que permiten mesas y sillas o butacas convencionales (figura 18).

La obra se adjudica en 2018 a un equipo de constructores e ingenieros (ver ficha) que busca una solución de refuerzo óptima para la adecuación de la estructura a las nuevas exigencias. La propuesta para la reutilización de la estructura tiene un claro mandato: el edificio está catalogado como singular por lo que el grado de protección afecta a la envolvente, a la estructura y a los ornamentos interiores. Esto implica que las actuaciones han sido las indispensables y autorizadas por Patrimonio. Por ello la actuación estructural ha tenido que:

Atender a los principios de restauración y reparación, más que a la reconstrucción, limitándose a intervenir sobre el contexto indispensable para mantener la legibilidad de la estructura original.

De las actuaciones estructurales caben destacar las de obra nueva: pórticos metálicos de recogida de las gradas, y las pasarelas superiores para trasiego de personal de bambalinas; y las obras de refuerzo de la planta baja y otros refuerzos menores.

La estructura de este edificio es principalmente de hormigón armado, con gruesos muros de carga de fábrica en las fachadas y en las medianerías entre torreones y nave central.

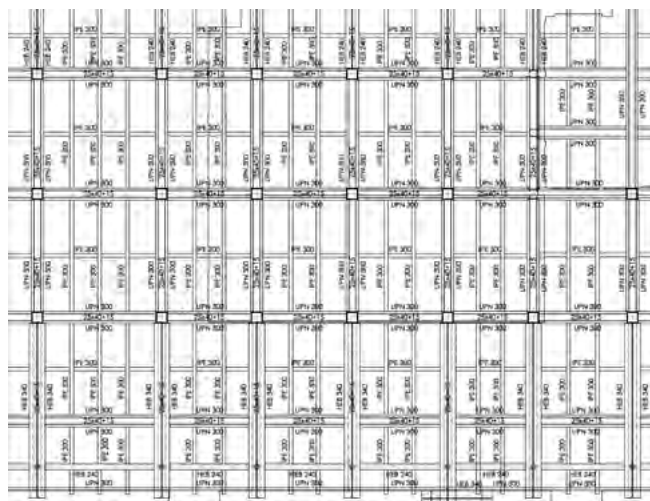


Figura 19. Plano de detalle general del refuerzo inicialmente planteado.

4 Vialia.

El mayor de los forjados del edificio, el de planta baja, se construyó con pórticos de pilares y vigas de cuelgue, en dos direcciones, y losa maciza apoyada en cuatro lados, de 10 o 15 cm de espesor. Esta tipología que actualmente es muy utilizada en América latina, especialmente en zonas de alta sismicidad, resulta ser una tipología óptima desde el punto de vista del consumo de materiales, pero en España es poco común.

Como en toda actuación en obras existentes, la fase de estudio de las preexistencias, desde el punto de vista geométrico y mecánico, es fundamental.

Todas las estructuras, y especialmente las protegidas es preciso conocerlas para actuar con el debido respeto. Actuar en una estructura antigua es casi siempre inevitable, y hacerlo desde el respeto al patrimonio es, a veces, complejo. Vista esta afirmación desde otro lado: la única opción de respetar y mantener útil una estructura antigua otros cincuenta años suele ser repararla y reforzarla.

2.1. Nave central

El proyecto original de rehabilitación contemplaba la ejecución de una nueva estructura metálica totalmente exenta a la original, y la realización de paneluces en las losas (figura 19).

La propuesta dividía por tres la luz de las losas mediante paneluces metálicos que se apoyaban en vigas metálicas adyacentes a las existentes de hormigón.

El objetivo del proyecto de estructura fue racionalizar el refuerzo a realizar respetando la estructura existente.

Para ello, la caracterización fue minuciosa, de la losa, vigas, pilares y de la cimentación, mediante catas y mediante la extracción y rotura de probetas testigo de acero y hormigón. Con un georradar se comprobó el espesor de la losa de planta baja y el estado y situación de las armaduras (figura 20).

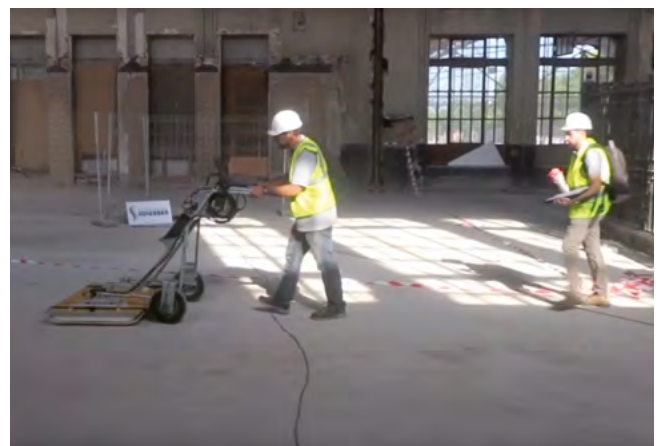


Figura 20. Trabajos de georradar en la planta baja de la nave central (foto: cortesía de Solorban).

La campaña de modelización geométrica fue sencilla pues la estructura estaba prácticamente a la vista. La campaña de caracterización mecánica permitió conocer la resistencia característica del hormigón y del acero. Los testigos de hormigón extraídos en diferentes puntos de las vigas y la losa dieron una resistencia a compresión media de 24 MPa. Las armaduras eran de acero liso de 240 MPa de límite elástico.

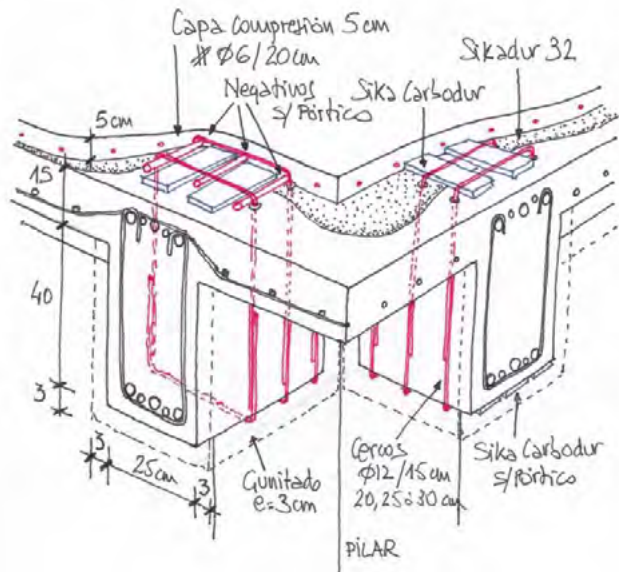


Figura 21. Croquis de obra explicativo del refuerzo general a ejecutar.

Partiendo de la posibilidad de conocer bien los materiales y resultando tener estos una capacidad resistente razonablemente buena, se procedió a valorar otras posibilidades de refuerzo menos laboriosas y de menos peso.

Mantener la solución inicial de refuerzo metálico hacía difícil cumplir los plazos y el presupuesto asignado, pero, sobre todo, afectaba a la pérdida de originalidad de la estructura antigua protegida.

En el forjado de planta baja de la nave central, se necesitaba incrementar de forma importante su capacidad portante, debido sobre todo a que el nuevo uso como teatro requería ejecutar una pesada solera acústica sobre el forjado. En este caso, era necesario reforzar la losa y las vigas (siempre bidireccionales), en la mayoría de las zonas, a flexión y a cortante.

Como la losa de planta baja sólo tenía armado en su cara inferior se optó en este caso por armar la losa por la cara superior, con un recricado de hormigón con puente de unión tipo epoxi. En ese recricado se dispusieron también los refuerzos a momento negativo de las vigas, que eran armaduras de acero corrugado o laminados de fibra de carbono, dependiendo de las necesidades tensionales y de la altura disponible en cada caso. El refuerzo a cortante de las vigas se hizo en las proximidades de los apoyos, colocando nuevos cercos de acero corrugado, que rodeaban las vigas de cuelgue por todas sus caras (taladrando la losa para pasar las barras, que se elaboraron en forma de U, quedando las ramas superiores embebidas en la nueva capa de compresión (figura 21). Después, los cercos se taparon mediante gunitado de las tres caras inferiores de las vigas (figura 22).

En el cálculo de estos refuerzos de elementos estructurales que trabajan a flexión, lo más determinante es respetar siempre la obligada compatibilidad de deformaciones de los materiales que intervienen, en este caso, tres, hormigón, acero y fibra, con módulos de elasticidad muy diferentes [2] [3]. Según el nivel de agotamiento de cada uno, el refuerzo con fibra puede ser más o menos rentable según el elemento estructural en concreto, pero en la elección del sistema de refuerzo también intervienen otros factores como los espesores disponibles, o la rapidez y facilidad de ejecución. En el caso del forjado de la

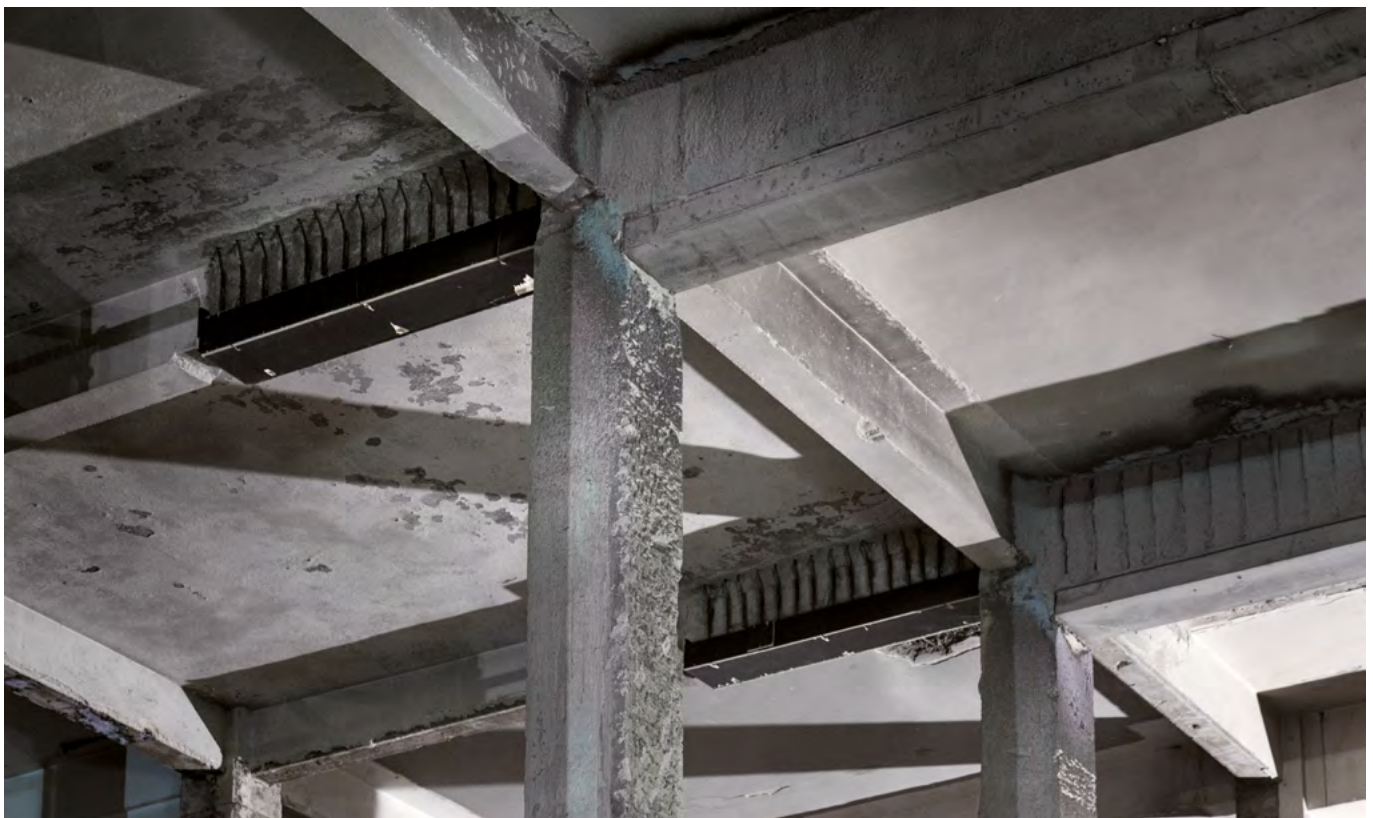


Figura 22. Refuerzo general a cortante de las vigas de planta baja. (foto: Paco Gómez).

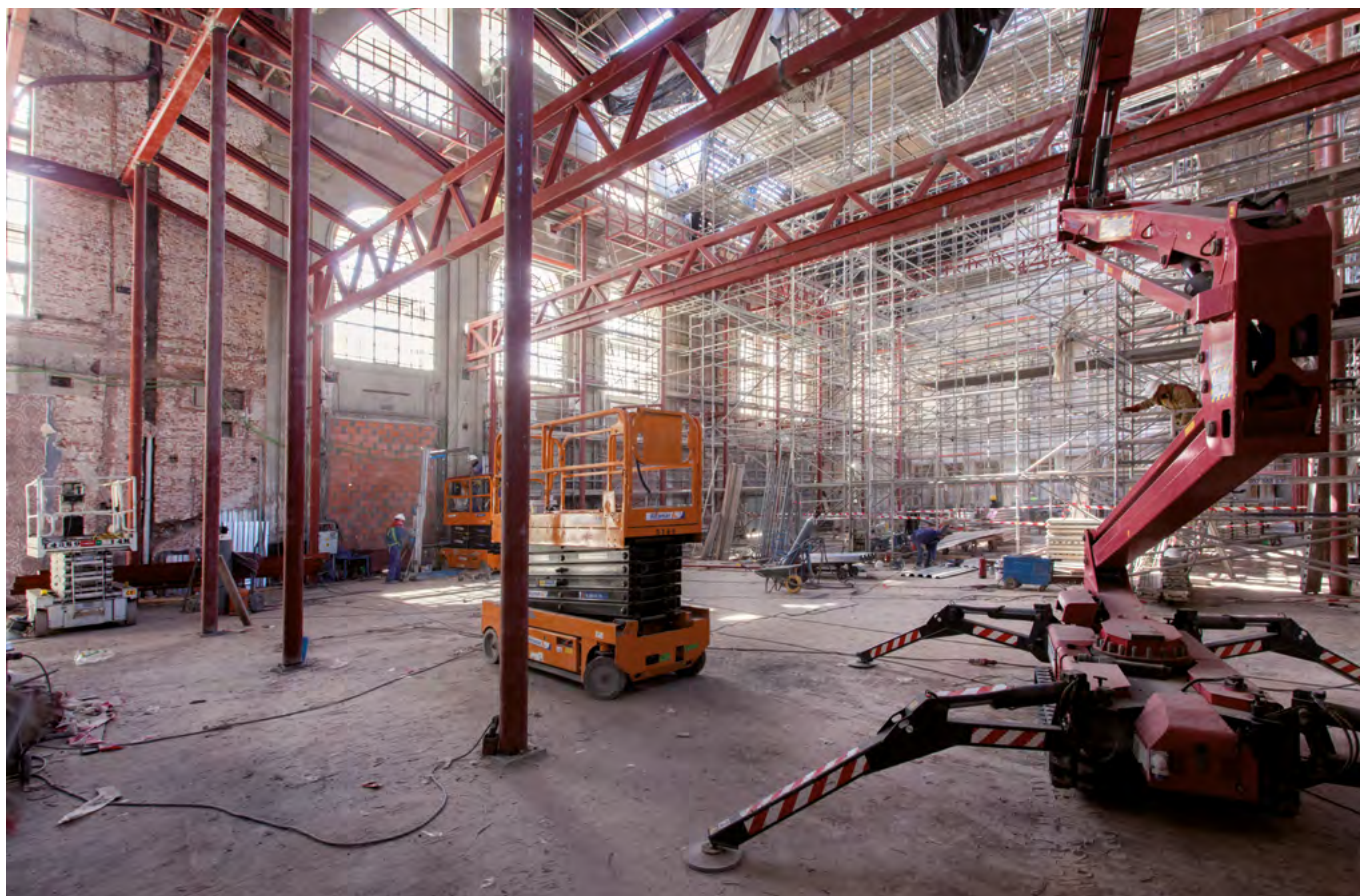


Figura 23. Estructura metálica de celosías y gradas. (foto: Paco Gómez).

nave central, estos refuerzos eran además compatibles con los anclajes que se diseñaron para soportar los pilares de acero que sujetan las nuevas pasarelas superiores del teatro, el anfiteatro y las escaleras de acceso al mismo.

Las cargas puntuales de la nueva estructura superior correspondiente al anfiteatro (figura 23), resuelta con vigas trianguladas, se transmiten directamente a los pilares del sótano o mediante tornapuntas metálicos a los mechinales realizados en el muro de carga perimetral del sótano, que las recoge sobradamente pues también realiza la misión de contención del terreno.

En algunos puntos concretos, como eran los huecos existentes en la losa de los antiguos montacargas de maletas, se colocaron parteluces metálicos para cerrar dichos huecos y respetar los perfiles originales que se dejaron (figura 24).

La cimentación existente de la nave se aprovecha por ser suficiente para el incremento de cargas. Es muy ancha y llega hasta una cota muy profunda, que se ha comprobado con el geotécnico realizado.

2.2. Torreones

En los dos torreones que flanquean la nave principal, debido a que el armado de las losas era sólo de la cara inferior, se consideró en un principio reforzarlas suplementando un armado en la cara superior con un recrido de hormigón vertido sobre la losa con un puente de unión tipo epoxi.

Sin embargo, esta idea se desechó por dos motivos, suponía un incremento de peso apreciable si se hacía en las cinco



Figura 24. Refuerzos mediante parteluces de los antiguos huecos de montacargas de maletas y las zonas de básculas de maletas. (foto: Paco Gómez).

plantas y, analizadas detenidamente las losas, sólo necesitaban refuerzo en algunas zonas. Por su parte, las vigas de canto requerían refuerzos a cortante en algunos extremos. Por todo ello, se optó finalmente por refuerzos de laminados de fibra de carbono para las losas y refuerzos de tejidos de fibra de carbono para las vigas, todos en el paramento inferior (figura 25). También fue necesario reforzar alguno de los pilares de hormigón de los torreones, lo que se hizo con un encamisado de hormigón armado, ejecutado a mano con mortero de reparación estructural.



Figura 25. Refuerzos de fibra de carbono en estructura de torreones. (foto cortesía de Solurban).



Figura 26. Viga de cuelgue en la losa de planta baja en la nave central, sobre la Capilla de sótano, con un tramo de hormigón "sustituido" por ladrillos hueco doble.



Figura 27. Parte central de la fachada sur tras la restauración, con el nuevo reloj y las marquesinas (cortesía de Solurban).

En el torreón de levante, los forjados de la parte posterior son de nervios unidireccionales *in situ* con capa de compresión de 5 cm, como en algunas otras zonas de ambos torreones.

Durante la obra también se detectaron diversas patologías y vicios ocultos, seguramente producidos durante las reparaciones de posguerra o en actuaciones no documentadas. Especialmente llamativo fue el caso de una viga en la que se había eliminado todo el hormigón de un tramo en su zona central y sustituido por ladrillo de hueco doble (figura 26). Esta viga se encontraba en zona de mayor protección de patrimonio, la denominada como sala de autoridades o capilla, por lo que todas las intervenciones debieron hacerse afectando en la menor medida posible los artesanados.

La viga estaba forrada por la parte inferior con la escayola y molduras de la capilla, pero se detectó la avería por la al-

teración apreciable en la capa de compresión de la losa. Tras eliminar esa capa se pudo ver la "reparación". Lógicamente se apeó la viga, se eliminó el ladrillo, y afortunadamente se encontraron las armaduras principales en perfecto estado, por lo que se pudo reparar, encofrar y hormigonar.

En la figura 27 se observa el aspecto exterior de la obra del teatro.

Ficha técnica

Fecha de construcción:	2018-2019
Promotor :	Gran Teatro Príncipe Pio, S.L.
Arquitectura Proyecto y Dirección de obra :	EOS. Arq. Alejandro Mínguez
Estructura Proyecto y Dirección de obra:	CALTER ingeniería
Constructora:	UTE Acerouno, EOS, Kairsa, Solurban
Refuerzo de estructuras:	Solurban
Project Manager:	Paloma López-Asiain.

3.

ACTUACIONES DE EMERGENCIA EN UN HOTEL A PIE DE MAR⁵

Los edificios del hotel Milord I y Milord II están situados en la costa sur de la bahía de San Antonio, en Ibiza a escasos 10 m del mar. Se construyeron en torno a 1970 y tienen actualmente una superficie construida aproximada de 22 700 m² (figura 28).

El edificio del hotel Milord I consta de planta sótano, baja, 9 plantas de piso y cubierta; y el edificio del hotel Milord II consta de planta sótano, baja, 5 plantas de piso, cubierta y casetón.

El motivo de la actuación que se solicita es la adecuación de la estructura para una reconfiguración del mismo uso anterior, hotelero (año 2019).

La estructura de ambos edificios es, de forma general, de pilares de hormigón, forjado unidireccional de nervio *in situ* de 24 cm de canto y vigas planas. El edificio tiene dos condicionantes que preocupan: en primer lugar, un estado de corrosión importante (figura 29), por estar al lado del mar, y, en segundo lugar, es especialmente llamativo que tiene nueve plantas y está resuelta sin núcleos rígidos y con pilares aparentemente poco armados.

A esto se une un informe previo a la participación que se resume en este artículo, sobre el estado estructural, firmado por técnicos, en el que se recomendaba una actuación de rehabilitación somera, basada en una muy pequeña campaña de caracterización. A darle peso a esta valoración ayudó el aspecto del edificio, recién pintado (figura 30) y que, a ojos profanos parecía realmente estar en un estado aceptable de conservación. Esta situación es muy habitual en rehabilitación: “La estructura tiene muy buen aspecto” suelen decir en la primera visita.

3.1. Caracterización y proyecto de refuerzo

Se planteó una campaña de caracterización bastante grande, geométrica y mecánica⁶. Nunca una campaña es suficientemente grande, de ahí la importancia de la presencia experta durante la obra.

Los testigos de hormigón tienen una resistencia media razonable pero mucha dispersión por lo que se consideran valores característicos entre 10-15 MPa según plantas. Algunos testigos, puntualmente, dan valores peores, de incluso 4 MPa, y se hace una inspección focalizada y un refuerzo específico en dichos puntos.

El proyecto de reconfiguración del hotel exige pocas actuaciones estructurales propias por lo que el refuerzo específico es muy localizado, apertura o cerrado de huecos y colocación de una piscina en cubierta. Esta parte del proyecto se resuelve con estructura metálica *ad hoc* y refuerzo metálico en pilares para bajar la carga nueva a cimentación.

Pero la parte más importante de la actuación, en fase de proyecto, es el análisis de la estructura para las cargas existentes gravitatorias y horizontales de viento y sismo [4] [5].

En el caso de Milord I, la estructura del bloque con 9 plantas debe resistir la acción de viento únicamente con el efecto pórtico, ya que los cerramientos de bloque en la zona de ascensores y escaleras no son eficaces al no tener ningún tipo de

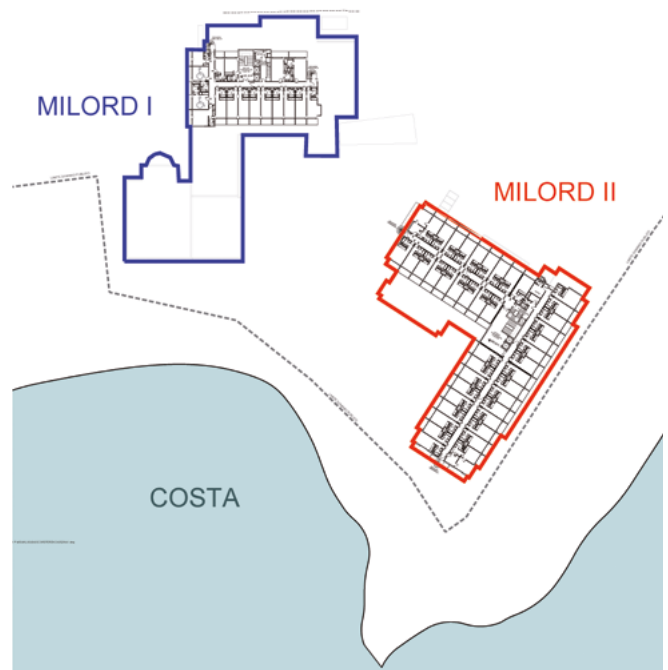


Figura 28. Edificios del hotel. Planta.



Figura 29. Corrosión.

armado ni macizado y no llegan hasta cimentación en alguno de los casos. Ante esta situación, las vigas deberían resistir unos esfuerzos, que dadas sus dimensiones y armado no son asumibles. Además, resulta una deformación horizontal muy superior al límite establecido por la normativa (desplome total 1/500 y local 1/250).

5 Apartado escrito por los autores (a) y (d).

6 Caracterización llevada a cabo por LABRUM.



Figura 30. Aspecto general exterior del edificio durante las obras.

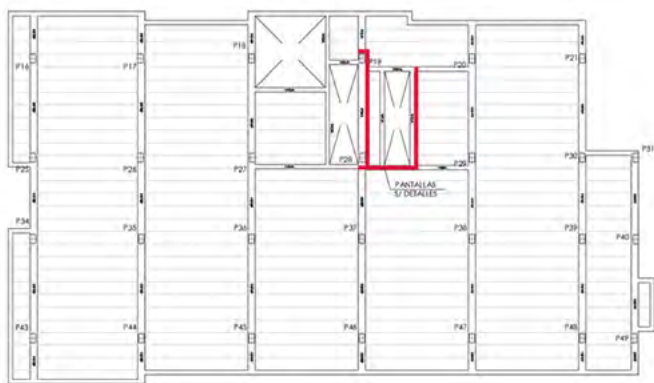


Figura 31. Planta tipo de Milord I (9 plantas) con pantallas de refuerzo.



Figura 32. Armado de pantalla adosada a cerramiento existente.

Para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura frente a las acciones horizontales se proyectan tres pantallas de hormigón de espesor entre 16 y 25 cm desde cubierta a cimentación, aprovechando las zonas de la escalera de servicio, bastante centradas en los módulos; y se proyecta una cimentación micropilotada para el arranque de dichas pantallas. (figuras 31 a 34).

Con la asunción de las fuerzas horizontales por parte de las pantallas, los pilares se quedan liberados para resistir única-

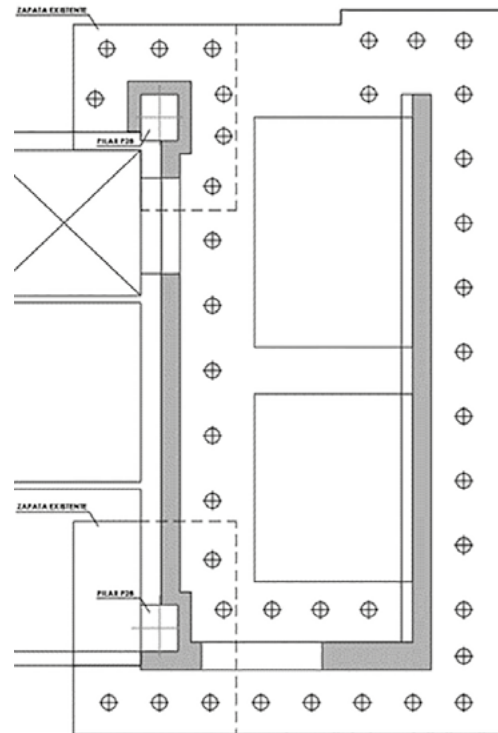


Figura 33. Cimentación de pantallas con micropilotes.



Figura 34. Armado de encepado (ejecución en 2 fases).

mente las cargas verticales, para lo cual son bastante solventes, incluso con su escasa escuadría y resistencia. Por tanto, con esta estrategia se disminuye mucho el refuerzo de pilares, respecto a la situación en la que estos se responsabilizan del viento. El cuadro de refuerzos de pilares, con este escenario, es contenido.

El refuerzo de pilares se plantea con empesillado metálico mayoritariamente, por razones arquitectónicas y, puntualmente, con recocado de hormigón. En situación accidental de incendio, se comprueba que los pilares existentes cumplen con los requisitos exigidos, no siendo necesario ignifugar el refuerzo metálico dispuesto (figura 35).

El refuerzo a flexión de las vigas se realiza mediante fibra de carbono. Se prevé adherir en la cara inferior de las vigas un número de laminados de fibra de carbono de 100 mm de ancho y 1,2 mm de espesor (figura 36).

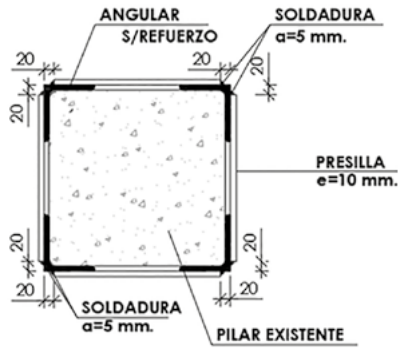


Figura 35. Refuerzo de pilar con empresillado metálico.

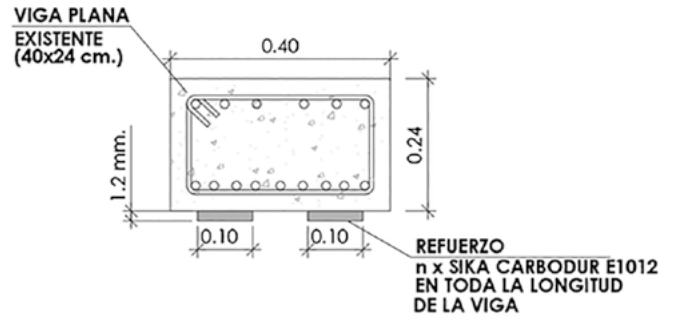


Figura 36. Refuerzo de vigas a flexión con fibra de carbono.

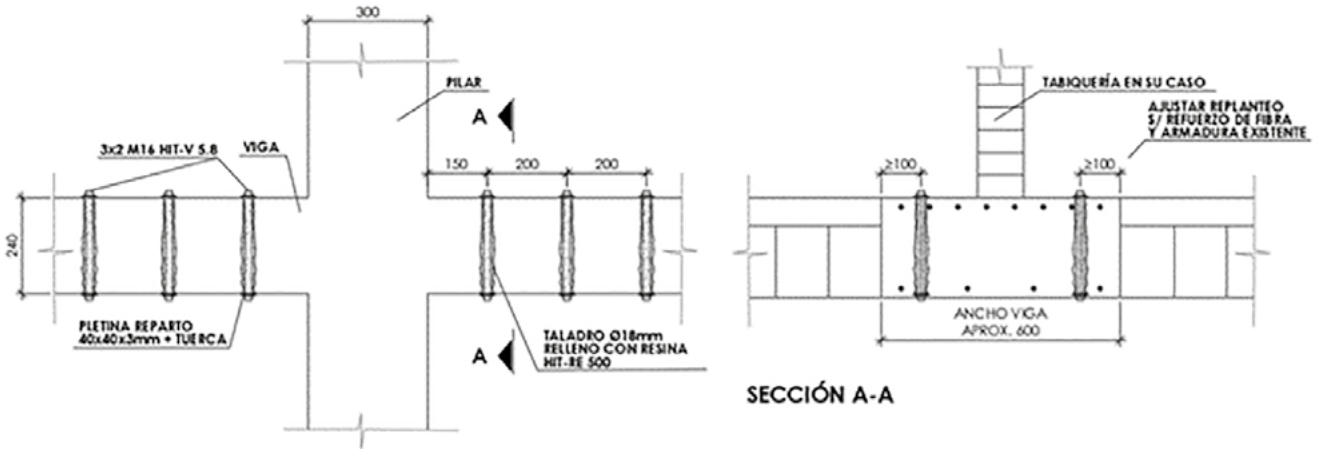


Figura 37. Refuerzo de vigas a cortante con barras pasantes.

En Milord I, se proyecta un (siempre incómodo) refuerzo a cortante de las vigas de la zona junto a pilares mediante el detalle de barras pasantes en la zona próxima a pilares (figura 37).

3.2. Fase de obra

La obra se plantea, como casi todas las obras de rehabilitación hotelera de las islas Baleares, con el condicionante de trabajar solo en invierno, para poder abrir en verano. Así, la obra se hace en dos inviernos.

Durante las obras van apareciendo situaciones diferentes a las planteadas en la campaña, teniendo que tomar bastantes decisiones de modificación del proyecto. Por ejemplo: se consideró que las pantallas contra viento arrancarían en la losa de cimentación, existente según planos, pero al excavar se comprobó que no había tal losa; Se descubre una cimentación muy precaria en Milord 2 en la zona que no tiene sótano. Se proyecta recalce y se genera una cámara sanitaria.

La obra se estaba desarrollando con un constructor muy responsable, una visita semanal a la obra de la arquitecta a cargo del proyecto de estructuras en la oficina, y una presencia estable de uno de nuestros técnicos.

La obra de reparación y refuerzo del hotel hubiera sido bastante convencional si no fuera porque el 25 de octubre, entre visitas de inspección semanal a la obra, avisan que “los pilares están explotando”.

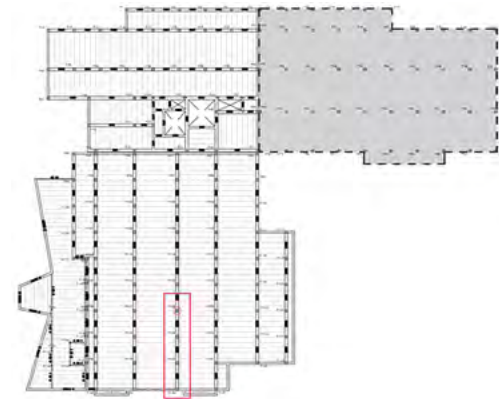


Figura 38. Pilares con patología (planta sótano).

El 24 de octubre, con motivo del descubrimiento de varios pilares y en el momento de retirarle los elementos no estructurales anejos, se observaron patologías de fisuración y descascarillado del recubrimiento que hicieron adelantar en esos casos el procedimiento de refuerzo (empesillado) respecto de la planificación típica de la obra.

El día 25, durante esas labores de refuerzo del pilar 128 en su tramo de sótano, se observa que los pilares adyacentes del mismo pódico, en dirección hacia el exterior de la estructura, comienzan a emitir señales de patología, descascarillado del recubrimiento y pandeo de las barras de armadura del pilar (figura 38).



Figura 39. a) Pandeo de barras longitudinales tras retirar el cerramiento. b) Deslajamiento del recubrimiento en esquinas.

Por tal motivo, se procede en ese momento a apuntalar la viga de ese pórtico con dos líneas con puntales de 15 kN, cada 30 cm.

Cuando se está apuntalando el pilar de fachada de esa alineación, que está parcialmente enterrado, se produce un descascarillado de su cabeza de forma repentina lo que hace al responsable tomar la decisión, con buen criterio, de evacuar la obra, no solo en el edificio Milord II sino también en el Milord I por la posible incidencia de las vibraciones de sus obras propias.

Efectivamente, la mañana del 26 se acude de urgencia, la obra se había parado, desalojados los obreros y un cordón de policía local cerraba el acceso.

La situación era la siguiente: en la planta sótano, y en las primeras plantas, algunos pilares aparentemente en un estado razonable, al retirar las tabiquerías de las habitaciones y pasillos, rompían de forma repentina por pandeo local de las armaduras longitudinales (figura 39), dejando al pilar en una situación muy precaria, con un sonido que, efectivamente, parecía una pequeña explosión.

Tras la inspección, la Dirección Facultativa entiende que la patología que ha ido apareciendo es fundamentalmente el pandeo de las barras de armadura, seguida con salto del recubrimiento debilitado previamente por la existencia de fisuras verticales de corrosión en las esquinas.

Esta patología ha aparecido (y se apunta como probable causa) al desnudar los pilares de los elementos estructurales que les rodean y que de alguna forma les impedían el pandeo y, que ahora, al estar libre, aparece. Es muy probable que las acciones y el estado de la estructura es el mismo que realmente

ha tenido durante los últimos tiempos y que esta ha resistido de forma precaria, pero que ha sido afortunadamente suficiente para las cargas reales.

Analizadas las acciones y resistencias sin mayorar, se tienen los siguientes resultados:

- Acciones sobre el pilar:
 - o 7 placas de forjado y luces de 3.5 de viga y 5 de vigueta
 - o Peso propio de 2.5 kN/m².
 - o Carga permanente de 1.2 kN/m².
 - o Una pequeña sobrecarga de tabiques y muebles 0.8 kN/m².
 - o Lo que hace un axil total de 550 kN.
- Resistencia del pilar:
 - o Despreciando la aportación de las barras pues algunas están pandeadas.
 - o Despreciando la colaboración del recubrimiento.
 - o Suponiendo una resistencia del hormigón de 10 MPa
 - o La resistencia del núcleo del pilar de 24x29 cm es de 700 kN.

El margen de seguridad de resistencias sobre acciones es 1.27. Es decir la resistencia característica es un 27% superior a las acciones características.

Esta seguridad para una estructura definitiva se considera insuficiente pero se considera suficiente para una actuación urgente.

Tras analizar la situación, e inspeccionar las zonas precarias de la planta baja, sin entrar en la estructura, la decisión fue



Figura 40. Los edificios rehabilitados.

entrar al edificio por la rampa de sótano montando puntales en un ejercicio casi militar, avanzando hasta el otro extremo del edificio y ascendiendo con ese apuntalamiento de forma escalonada, hasta conseguir en ese mismo día apuntalar los pórticos afectados en las plantas suficientes para asegurar la estabilización de la estructura y, en tres días, cimbrar el edificio completo, momento que se celebró.

Durante todas estas operaciones se dispuso un equipo de técnicos para la inspección permanente de los pilares de la obra con el objetivo de avisar de cualquier estado acelerado de fisuración ante el cual se volvería a desalojar la obra. No volvió a observarse ningún otro episodio de rotura explosiva. La obra terminada se muestra en la [figura 40](#).

Los aprendizajes más importantes de esta experiencia, una de las más intensas vividas, son: nunca es suficiente una campaña de caracterización por amplia que se realice; y la presencia en obra de expertos es mucho más necesaria en obras de rehabilitación que en obras de nueva planta.

Ficha técnica

Fecha de construcción:	2017-2019
Promotor :	Grupo Fuerte
Arquitectura:	Liev + Rodríguez Arquitectura
Estructura: Proyecto y Dirección de obra	CALTER ingeniería
Constructora:	Weproject
Caracterización:	Labrum

Agradecimientos

Conocí⁷ a Luis en 1987, siendo mi profesor de cálculo de estructuras. Aún desde la enorme distancia que había entre alumno y profesor, ya se desprendía de su cuerpo grande, una enorme bonhomía.

La otra cosa que recuerdo, desde aquella época, era su voz. Hay dos ingenieros, los dos profesores, cuya voz me embaucó, José María del Villar y Luis Ortega.

Hace unos años entré de profesor en la escuela, también en cálculo, un par de años después de su jubilación y, de alguna forma, siempre me he visto a mí mismo, dando las prácticas de cálculo, en esas mismas aulas, intentando ser un poco como Luis.

En los últimos diez años hemos tenido la suerte de colaborar con él y con Retineo en varios trabajos, en el refuerzo de zapatas para torres eólicas y en el proyecto de las nuevas torres de Colón, en los que, en la cercanía, volvió a manifestar su honradez y su compromiso con la profesión y con las personas.

Referencias

- [1] ACHE (2001). *Problemas de vibraciones en estructuras*. Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos; Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2001.
- [2] ACHE (2001) *Problemas de vibraciones en estructuras*. Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos; Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2001.
- [3] ACI Committee 440 (2008). ACI 440.2R-08. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures*. American Concrete Institute.
- [4] FIB (2016). *Partial factor methods for existing concrete structures. Recommendation*. Bulletin No. 80. International Federation for Structural Concrete, Switzerland. <http://doi.org/10.35789/fib.BULL.0080>
- [5] ACHE (2019). *Evaluación de estructuras de hormigón armado*, (Monografía 33). Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Madrid. (ISBN 978-84-89670-08-2).

⁷ Apartado escrito por el autor (a).

MORTEROS SIKA

DE ALTAS PRESTACIONES

LA GAMA MÁS COMPLETA DE PRODUCTOS
PARA REFUERZO, PROTECCIÓN Y REPARACIÓN DEL HORMIGÓN.

- Durabilidad
- Versatilidad
- Innovación

MÁS DE 30 AÑOS
REPARANDO HORMIGÓN

LÍDERES
EN CONSTRUCCIÓN 



Más sobre Morteros Sika
esp.sika.com

BUILDING TRUST



Refuerzos activos de vigas y forjados mediante perfiles metálicos

Active Strengthening of Beams and Slabs Using Steel Profiles

Raúl Rodríguez Escribano^{a,b}, Enrique González Valle^a y Jorge Ley Urzaiz^a

^a Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC)

^b Escuela de Arquitectura, Ingeniería y Diseño de la Universidad Europea de Madrid

Recibido el 8 de diciembre de 2020; aceptado el 18 de mayo de 2021

RESUMEN

Una técnica de refuerzo de vigas y forjados consiste en la disposición de perfiles metálicos bajo los elementos a reforzar y retacarlos a ellos. Este tipo de refuerzo a menudo se diseña desde un planteamiento pasivo, es decir, hasta que se incremente la carga, los perfiles no entran en carga o solo lo hacen ligeramente y de forma no controlada mediante acuñado con cuñas de acero.

Una alternativa es un enfoque activo: introducir fuerzas (por ejemplo, mediante gatos, barras roscadas, etc.) entre el perfil y el elemento a reforzar, y posteriormente retacar la viga de acero a la pieza en los puntos de introducción de las fuerzas, manteniendo la predeformación obtenida en el elemento de acero con mortero, cuñas de acero, etc. La fiabilidad del cálculo de flechas en elementos metálicos permite un control exhaustivo de los esfuerzos introducidos, tanto al reforzar como a lo largo de la vida de la estructura, mediante el seguimiento de los desplazamientos en el elemento de acero.

Este trabajo expone ejemplos de la aplicación de esta técnica, que muestran aspectos básicos a considerar en este tipo de refuerzo tanto en el diseño como en su posterior ejecución y control.

PALABRAS CLAVE: Refuerzo, rehabilitación, perfiles metálicos, presolicitud.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

A technique of reinforcing beams and slabs consists in the arrangement of metal profiles under the elements to be reinforced and challenged to them. This sort of strengthening is often designed from a passive approach; i.e., until the load is increased, the shapes are either not loaded or are only slightly loaded to some unquantified extent by caulking with steel shims.

An alternative is an active approach: to introduce forces (e.g., by means of jacks, threaded bars, etc.) between the profile and the element to be reinforced, and subsequently challenging the steel beam to the part at the points of introduction of the forces, maintaining the pre-deformation obtained in the steel element by mortar, steel shims, etc. The reliability of the calculation of deflections in metal elements allows a thorough control of the forces introduced, both when reinforcing and throughout the life of the structure, by monitoring the displacements in the steel element.

This work sets out examples of the application of this technique, which show basic aspects to consider in this type of strengthening both in the design and in its subsequent execution and control.

KEYWORDS: Strengthening, rehabilitation, metal profiles, preloading.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

1. INTRODUCCIÓN

Una técnica de refuerzo de elementos flectados en general y, en particular, de vigas y forjados de hormigón armado, consiste

en la disposición de perfiles metálicos por debajo de los elementos a reforzar y retacados a ellos [1], [2] y [4]. Ejemplos de este tipo de refuerzos se muestran en la figura 1 (tomada de [3]), en la que se expone un caso de refuerzo mediante perfiles metálicos debajo de cada uno de los nervios de una de las direcciones de un forjado reticular en un centro comercial

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: rrodriguez@intemac.es (Raúl Rodríguez Escribano)



Figura 1. Ejemplos de refuerzos pasivos de forjados con perfiles metálicos.

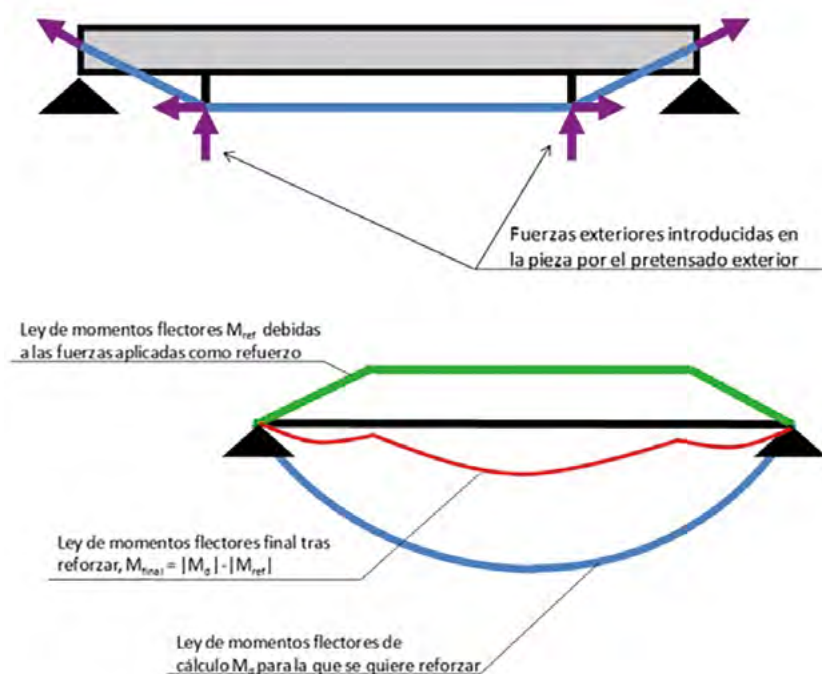


Figura 2. Planteamiento de un refuerzo activo de un elemento flectado.

sometido a tráfico de camiones pesados, y un refuerzo de forjado mediante un sistema de parteluces metálicos con apoyo en jácenas también metálicas que descansan sobre los pilares.

Estos ejemplos corresponden a un planteamiento pasivo del refuerzo, es decir, los perfiles no entran en carga hasta que no se incrementan las acciones, o lo hacen solo ligeramente y de forma cuantitativamente no controlada mediante cuñas metálicas. Solo para estructuras con poca edad, en las que quedan por desarrollarse flechas por fluencia (y, en menor medida, por retracción), estos refuerzos entran en carga sin incremento de las acciones.

Este planteamiento pasivo del refuerzo obliga a establecer un riguroso análisis de deformaciones del elemento a reforzar y de los perfiles de refuerzo, aparte de las lógicas comprobaciones de seguridad de los perfiles. En efecto, un planteamiento del refuerzo solo por criterios de seguridad puede llevar, en el

caso por ejemplo de refuerzos mediante parteluces, a que las deformaciones (flechas) que tiene que tomar el forjado resulten incompatibles con sus condiciones de seguridad, produciéndose el agotamiento del forjado antes de que el refuerzo colabore plenamente. Esto es especialmente importante cuando el refuerzo es necesario frente a esfuerzos que provocan un fallo de tipo frágil, como el cortante, el esfuerzo rasante o la flexión en casos de reducida o nula capacidad de redistribución. Este análisis de compatibilidad de deformaciones conduce en muchos casos a perfiles de un calibre considerable

Otro posible refuerzo de elementos flectados consiste en disponer un pretensado exterior [8], [9], [10], [11], [14], [15], [16]. En la figura 2 se muestra el planteamiento del refuerzo a flexión, que en líneas generales no se diferencia de un pretensado exterior convencional (con algunas particularidades en cuanto a los detalles constructivos). Como se observa

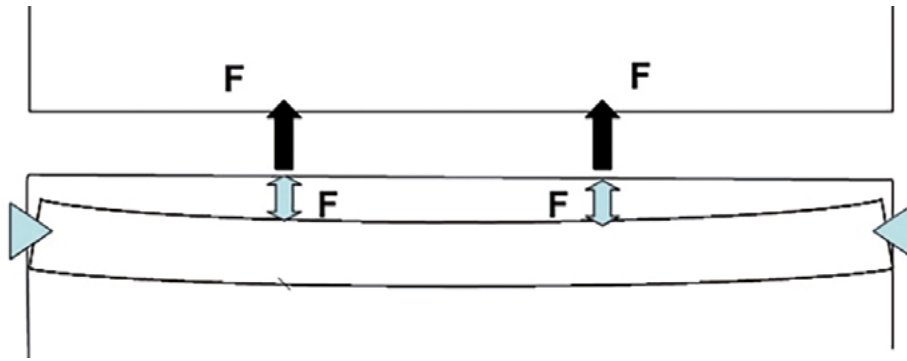


Figura 3. Croquis de introducción de fuerzas mediante la predeformación del perfil de refuerzo.

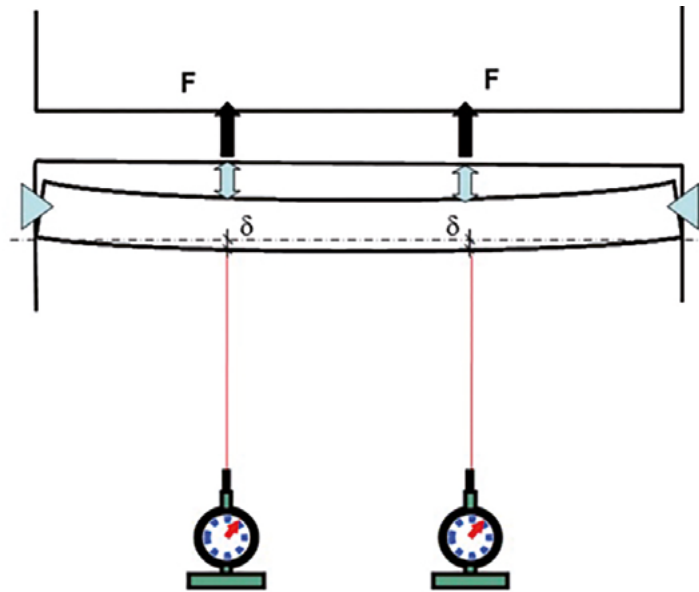


Figura 4. Control de las fuerzas introducidas mediante medida de las flechas en el perfil.

en la parte inferior de la figura, el pretensado exterior crea unas fuerzas exteriores sobre la pieza, que dan lugar a unos momentos flectores M_{ref} que se suman a los momentos de cálculo M_d sobre la pieza dando lugar a unos momentos finales $M_{final} = M_d + M_{ref,d}$. La pieza será segura si estos momentos finales son resistidos por la pieza. Análoga consideración cabe establecer respecto del cortante.

Una alternativa, analizada en la Tesis Doctoral [3] y en [18], es combinar los dos procedimientos de refuerzo expuestos, y que consiste en convertir el refuerzo *pasivo* mediante perfiles en un refuerzo *activo*, introduciendo unas fuerzas (por ejemplo, mediante gatos) entre el perfil y el elemento a reforzar como esquemáticamente se muestra en la figura 3, retacando posteriormente el perfil a la viga en los puntos de introducción de las fuerzas mediante cuñas metálicas, mortero, etc. Mediante el gato puede conocerse la fuerza introducida, con las incertidumbres inherentes a la precisión esperable del propio gato.

En la investigación realizada [3] se propone una simplificación en la forma de controlar las fuerzas introducidas por este sistema, al tiempo que se mejora el control sobre la magnitud de las mismas: controlar las fuerzas introducidas a través de la medida de las flechas que se obtienen al hacer reaccionar me-

dante gatos, barras roscadas, etc. el perfil de refuerzo contra la viga. Esto permite introducir la carga mediante procedimientos sencillos que no dispongan de dispositivos (manómetros, etc.) de medida de la carga introducida, o bien controlar la fiabilidad de tales dispositivos. La gran fiabilidad que tiene el cálculo de flechas en jácenas metálicas hace que mediante este procedimiento se pueda conocer con gran precisión el valor de las fuerzas introducidas (figura 4).

Las medidas de las flechas se pueden llevar a cabo mediante los procedimientos de instrumentación habituales en pruebas de carga. La precisión del instrumental empleado en dichas pruebas es más que suficiente para conocer con la fiabilidad necesaria las flechas provocadas por las fuerzas en el perfil de refuerzo, y consiguientemente el valor de dichas fuerzas.

Los aspectos críticos de este tipo de refuerzo son:

- En el planteamiento del refuerzo, la localización óptima de las fuerzas a introducir y sus valores límite, mínimos y máximos, en función de la capacidad resistente del elemento que se refuerza y de la que se le exige una vez reforzado.
- La variación que experimentan las fuerzas de refuerzo en el tiempo, por distintos aspectos (fluencia, variación en las cargas que actúan sobre la viga, etc.).

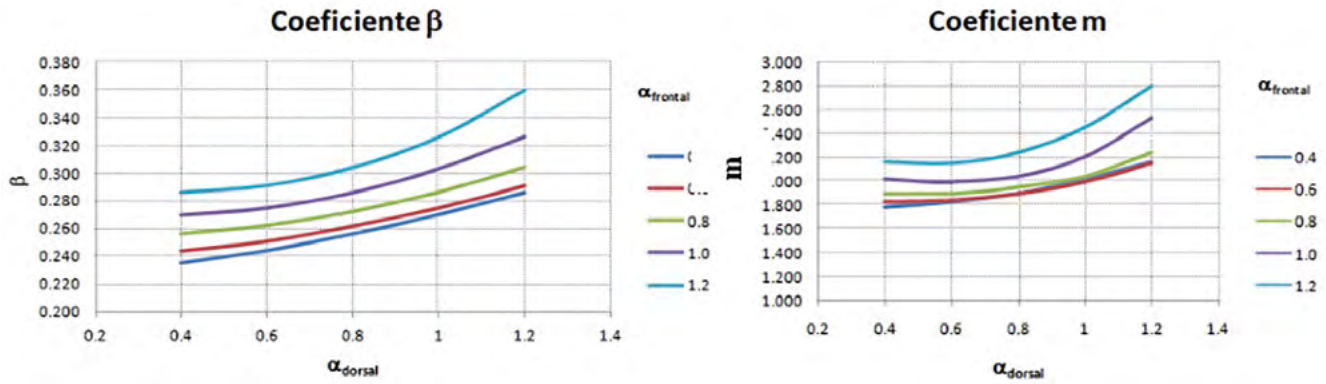


Figura 5. Parámetros para definir el valor y la posición óptimos de las fuerzas de refuerzo en una viga en la que su ley de capacidades a flexión se ajuste de forma estricta a la ley de momentos flectores.

- Procedimiento de control de las fuerzas introducidas y su evolución en el tiempo mediante la auscultación del perfil de refuerzo.

Estos aspectos han sido analizados en [3]. A continuación, se exponen los aspectos más relevantes deducidos de este análisis y los resultados obtenidos.

2. ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL PLANTEAMIENTO DEL REFUERZO

La aplicación de fuerzas exteriores como forma de refuerzo a flexión en piezas lineales sometidas a flexión supone un cambio en la forma de la ley de momentos flectores respecto a la debida a las cargas para la que fue diseñada la pieza, especialmente notable cuando actúan únicamente las cargas permanentes.

Ello obliga a evaluar la seguridad a todo lo largo del vano, determinando las leyes de capacidad a flexión de la pieza en cada punto del vano frente a momentos positivos y negativos, y calculando las fuerzas de refuerzo de manera que frente a la totalidad de la carga para la que se diseña el refuerzo, y frente a la mínima carga que puede estar presente desde su ejecución, las leyes de momentos flectores finales (decaladas en función del efecto del cortante) queden encajadas en las leyes de capacidad sin sobrepasarlas en ningún punto.

La introducción de la seguridad debe realizarse obteniendo las leyes de capacidades a flexión $M_u(x)$ a lo largo del vano como establecen los códigos y normativa de referencia, minorando las resistencias de los materiales por sus correspondientes coeficientes parciales de seguridad; y obteniendo las leyes de momentos flectores $M_{final,d}(x)$ debidas a las acciones introducidas con la hipótesis de combinación que corresponda, adoptando los coeficientes parciales de seguridad y de simultaneidad que sean de aplicación, también de acuerdo con lo que establezcan los códigos y normativa de referencia. Más adelante se establecen consideraciones sobre cómo introducir la seguridad en las fuerzas de refuerzo. Así, llamando k al cociente

$$k = M_u(x) / M_{final,d}(x) \quad (1)$$

la seguridad queda garantizada siempre que en todo punto del vano $k \geq 1.0$, aunque en algunos casos podrían admitirse ciertas bajas.

En ese análisis, debe evaluarse la seguridad tanto frente a la carga total para la que se pretende reforzar la pieza, como para la situación en la que está presente la mínima carga. En el primer caso, las cargas permanentes y las sobrecargas deben, en general, ser consideradas como desfavorables, y las fuerzas de refuerzo, como favorables. En el segundo, en cambio, las cargas permanentes y las variables deben ser consideradas como favorables, y las fuerzas de refuerzo como desfavorables.

Se han analizado diferente número y posición de los puntos en los que introducir las cargas entre perfil y viga para el caso de que esta tuviese en cada punto una capacidad a flexión estrictamente igual a la necesaria para la carga p_{od} para la que fue diseñada. Si llamamos L a la luz de la viga y p_d a la carga para la cual queremos reforzarla, el valor de cálculo de las fuerzas de refuerzo F a introducir puede ponerse de la forma

$$F = \frac{P_{od}L}{m} \eta \quad (2)$$

siendo η el incremento relativo de carga, dado por la expresión $\eta = \frac{P_d}{P_{od}}$, y m un coeficiente que depende del grado de empotramiento en apoyos.

Para la hipótesis que permite un más sencillo control, que es la introducción de dos fuerzas iguales simétricamente dispuestas en el vano, los resultados se resumen en la figura 5, en la que se indica el coeficiente β que, multiplicado por la luz del vano, nos da la distancia a de los puntos de acuñado a los apoyos. Dicha distancia es función del grado de empotramiento de la pieza en apoyos, que en la gráfica se tiene en cuenta a partir de los coeficientes α_{dorsal} y $\alpha_{frontal}$ que representan el cociente entre el momento flector en apoyo dorsal o frontal, respectivamente, y el momento de empotramiento perfecto. Puede observarse cómo la posición de las fuerzas de refuerzo más efectiva está entre cuartos y tercios de la luz, salvo para situaciones de momentos flectores en apoyos superiores a los de empotramiento perfecto en los que se encuentra algo más cerca del centro de vano.

Convendría en todo caso acercar ligeramente las fuerzas de refuerzo hacia los apoyos si no hay armadura fiable que cubra una mínima capacidad a flexión frente a momentos negativos a partir del punto de momento nulo, de manera que se disponga

de cierto margen al asegurar que no se producirán inversiones de momentos en la zona central de vano, que pudieran dar lugar a una rotura frágil en esa zona.

Cuando las cuantías de armadura a lo largo de la viga permiten con fiabilidad suficiente considerar una mínima capacidad frente a momentos de signo contrario a los originados por las cargas gravitatorias, existe una mayor libertad a la hora de fijar los puntos de reacción del perfil contra la viga. Es la situación de diseño que hemos denominado como "hipótesis holgada de dimensionamiento".

El diseño óptimo del refuerzo, en cuanto al módulo resistente necesario en el perfil para materializar las fuerzas de refuerzo, se obtiene disponiendo los puntos de reacción del perfil contra la viga de manera que se alcance la seguridad estricta al mismo tiempo ($k=1.00$) en las secciones de vano y en apoyos, o al menos en vano y uno de los apoyos. Si la pieza está estrictamente dimensionada (es decir, frente a la carga de diseño p_{od} se alcanza la seguridad estricta en vanos y apoyos) este óptimo está en el entorno de los tercios de la luz (exactamente un tercio en vanos biempotrados). Esta posición de las fuerzas de refuerzo tiene la ventaja, además, de que se aproxima mucho a la óptima en la hipótesis de "dimensionamiento estricto", por lo que comparte los aspectos positivos de dicha hipótesis antes comentadas. En vanos biapoyados lo anterior no rige, ya que el módulo resistente necesario por flexión en el perfil para introducir las fuerzas estrictamente necesarias no depende de la posición de los puntos de acunado.

Para materializar estas fuerzas y su posición correspondiente con un perfil que trabaje como biapoyado, de los análisis realizados [3] se deduce que el módulo resistente necesario en el perfil es entre un 10% y un 60% inferior al que resulta necesario como "malla de seguridad" o "malla de sostenimiento", es decir, dimensionada para resistir la totalidad de la carga aunque sin imponerle condición de deformabilidad máxima alguna (condición que haría que la diferencia fuese aún mayor). Se ve que supone un ahorro muy notable de material y que en la mayoría de los casos compensará el coste de la instrumentación necesaria para la ejecución del refuerzo, independientemente del resto de ventajas que tiene el refuerzo propuesto respecto de la "malla de seguridad", como son:

- El hecho de que la "malla de seguridad", si llega a trabajar como tal, requeriría reparaciones en la estructura y partes no estructurales.
- El refuerzo colabora de forma importante en servicio, mejorando las flechas y fisuración, cosa que hace en mucha menor medida el refuerzo como malla de seguridad.
- La difícil valoración, salvo el empleo de perfiles muy rígidos, de cómo se transfieren las cargas de la viga al perfil considerado como "malla de seguridad".

Por ejemplo, en un retacado en dos puntos a tercios de la luz en una viga apoyada-empotrada, se ha comprobado que únicamente entrará en carga el punto de retacado o acunado más próximo al apoyo articulado, y no lo hará en el otro salvo situaciones muy avanzadas de daño en la viga, aspecto desde todo punto de vista indeseable.

Del análisis realizado, se deduce además que el ahorro en el perfil respecto del que se obtendría en un dimensionamiento como "malla de seguridad" es tanto mayor cuanto mayor es el

incremento de carga para el que se refuerza la pieza.

Un resultado interesante es que el disponer una única fuerza en centro de vano es también una excelente solución pues, aunque exige un perfil de refuerzo algo mayor (del orden de un 33% más de módulo resistente, por ejemplo en vanos biempotrados), da lugar a una reacción menor en los apoyos (lo que simplifica y abarata la conexión del perfil a los pilares o muros de carga) y además, como comentamos antes, reduce los errores en la evaluación de la fuerza a través de la medida de la flecha. Además, se simplifican notablemente los cálculos. En todo caso, es preferible la disposición de las fuerzas a tercio de la luz por los motivos expuestos.

La posición más próxima al apoyo de los puntos de acunado, a partir de la cual el refuerzo empieza a presentar diferentes tipos de problemas, sería un cuarto de la luz. Desde el punto de vista del refuerzo a flexión son claramente más ventajosas las posiciones antes comentadas, pero en algunos casos puede ser interesante la disposición de los puntos de acunado a cuartos de la luz, pues es una buena solución cuando se combina el refuerzo a flexión y a cortante. De hecho, con esa posición es con la que más cerca se estaría de asegurar que los cortantes finales debidos a la carga p_d más las fuerzas de refuerzo fuesen inferiores a los debidos a la carga de diseño p_{od} (en vanos biapoyados se garantiza tal circunstancia entre apoyos y el punto de contacto).

Lógicamente, en el caso de fuerzas puntuales la posición más adecuada de los puntos de reacción del perfil en la viga es precisamente la posición de las cargas puntuales.

En cuanto a la rigidez del perfil a disponer, será el fruto de un doble análisis, función de la carga presente cuando se ejecute el refuerzo (que denominaremos $p_{min,d}$) y la máxima carga para la que se diseña p_d . En efecto, al incrementarse las cargas sobre el valor de $p_{min,d}$ la viga impondrá una mayor deformación en el perfil y, por lo tanto, un incremento en las fuerzas de refuerzo introducidas, en función de la localización de los puntos de retacado, la relación entre la rigidez de la viga y la del perfil $(EI)_{viga} / (EI)_{ref}$ y la posible reducción en la rigidez de la viga por fisuración conforme se incrementan las cargas. Y ello puede ocurrir de forma diferente en los puntos de retacado del perfil a la viga, si los momentos no son iguales en ambos apoyos, hasta el punto de que, cuando en uno de los apoyos el momento es muy reducido (embrochamientos, apoyos extremos de vigas continuas, ...) se llega a producir una disminución en el valor de la fuerza inicialmente introducida en el punto de retacado más próximo a dicho apoyo, aunque de valor reducido (inferiores al 6% del valor de la fuerza inicial).

En ocasiones, no se puede introducir toda la fuerza de refuerzo necesaria. Ocurre, por ejemplo, cuando queremos evitar una situación técnicamente no admisible de la pieza frente a momentos de signo contrario a los de las cargas gravitatorias cuando actúa la mínima carga que puede estar presente. Además, como consecuencia de las deformaciones diferidas del hormigón, puede perderse parte de la fuerza de refuerzo introducida. En estos casos, puede tratarse de conseguir la parte de fuerza necesaria de la que no se dispone, precisamente contando con el incremento en esta última al pasar de la carga $p_{min,d}$ presente al ejecutar el refuerzo a la carga total p_d .

Por otro lado, el incremento en las fuerzas puede suponer que la pieza quede sometida a momentos de signo contrario a los debidos a las cargas gravitatorias y, por lo tanto, puede

condicionar la máxima rigidez del perfil que puede disponerse. Este aspecto puede limitar la máxima rigidez del perfil que podemos adoptar.

En [3] se incluyen tablas y gráficos de aplicación práctica de los aspectos indicados.

En cuanto a la hipótesis accidental de fuego, caben dos situaciones, en función de que la viga presente o no condiciones de seguridad técnicamente admisibles en la situación accidental de fuego, frente a la carga p_d prevista, sin refuerzo:

- En el primer caso no sería necesaria la protección del perfil ni en general análisis complementarios.
- En el segundo caso, un estudio de la interacción perfil-viga de refuerzo, en función de las temperaturas del gas y las que estas inducen en viga y perfil, analizando cómo afectan a las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad) de las piezas, siempre sería posible, pero entendemos que más como línea de investigación para poder acotar los fenómenos analizados y proponer vías simplificadas de análisis, que como método práctico de diseño.

Otra alternativa es admitir que la viga pueda sufrir deformaciones importantes al fallar en la situación de fuego, y que quedase apeada por el perfil en los puntos de retacado. Para ello sería necesario proteger frente a la situación de fuego el perfil, y dimensionar este para que, con los coeficientes parciales de seguridad y de combinación correspondientes a la situación accidental de fuego, fuese capaz de soportar las reacciones que la viga produciría en tal situación. Para esta situación resulta en principio más adecuado el retacado en dos puntos, preferentemente a tercios de la luz, que en un único punto.

3. VARIACIÓN EN EL TIEMPO DE LAS FUERZAS DE REFUERZO POR FLUENCIA, RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Las variaciones en las fuerzas de refuerzo como consecuencia de este fenómeno vienen dadas por la coacción parcial que el perfil impone a la variación por fluencia de las flechas de la viga en los puntos de contacto entre ambos. El problema es análogo al caso de las pérdidas de pretensado por fluencia, aunque en este último se trate de un problema de deformaciones.

En [3] se incluyen expresiones, gráficos y tablas para la evaluación de esta variación de las fuerzas de refuerzo introducidas en la viga, en función de diferentes aspectos (condiciones de empotramiento en apoyos, localización de los puntos de introducción de las fuerzas, rigideces relativas entre viga y perfil, etc.). A modo de ejemplo, para una viga con condiciones de empotramiento simétricas reforzada con dos fuerzas de refuerzo F iguales y simétricamente dispuestas respecto del centro del vano, la variación en cada una de dichas fuerzas de refuerzo por fluencia viene dada por la expresión:

$$(\Delta F)_\varphi = \frac{n \left[g_d F_{viga}^{(0)}(a) - (F + (\Delta F)_1) F_{viga}^*(a) \right] \frac{1}{F_{ref}^*(a)} \varphi(t, t_0)}{1 + n \frac{F_{viga}^*(a)}{F_{ref}^*(a)} (1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0))} \quad (3)$$

siendo:

- F el valor de cada una de las fuerzas de refuerzo.
- n la relación $(EI)_{viga} / (EI)_{ref}$.
- g_d carga permanente total.
- $F_{viga}^{(0)}(a)$ un coeficiente igual a la flecha *instantánea* de la viga en los puntos de aplicación de las fuerzas de refuerzo debida a una carga uniformemente repartida de valor unidad, multiplicada por $(EI)_{viga}$ (módulo de deformación instantáneo del hormigón multiplicado por la inercia de la viga). La flecha *instantánea* debida a una carga uniformemente repartida q sería por lo tanto $\frac{q F_{viga}^{(0)}(a)}{(EI)_{viga}}$.
- $F_{viga}^*(a)$ un coeficiente igual a la flecha *instantánea* de la viga en los puntos de aplicación de las fuerzas de refuerzo debida a unas cargas puntuales de valor unidad aplicadas en esos mismos puntos, multiplicada por $(EI)_{viga}$ (la flecha *instantánea* en esos puntos de la viga debida a unas cargas puntuales de valor Q aplicadas en ellos sería por lo tanto $\frac{Q F_{viga}^*(a)}{(EI)_{viga}}$).
- $F_{ref}^*(a)$ un coeficiente igual a la flecha *instantánea* en el perfil de refuerzo en los puntos de aplicación de las fuerzas de refuerzo debida a unas cargas puntuales de valor unidad aplicadas en esos mismos puntos, multiplicada por $(EI)_{ref}$ (módulo de deformación del acero multiplicado por el momento de inercia del perfil metálico). La flecha *instantánea* en esos puntos del perfil debida a unas cargas puntuales de valor Q aplicadas en ellos sería por lo tanto $\frac{Q F_{ref}^*(a)}{(EI)_{ref}}$.
- $(\Delta F)_1$ la posible variación en cada una de las fuerzas de refuerzo, al pasar de $p_{min,d}$ a la carga permanente total g_d , que se deduce de acuerdo con lo ya analizado relativo a la interacción viga-perfil (en la expresión se asume que ese incremento en las cargas permanentes se produce en fechas próximas a la de la ejecución del refuerzo).
- $\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia entre el instante t_0 de ejecución del refuerzo y el instante t en el que se evalúa la variación en la fuerza de refuerzo.
- $\chi(t, t_0)$ coeficiente de envejecimiento entre los instantes t_0 y t [5], [13].

La expresión propuesta es formalmente análoga a la que recogen algunos códigos [6], [7], [12] y bibliografía [5], [13] sobre las pérdidas de pretensado por fluencia.

Como consecuencia de la fluencia se producirán pérdidas en las fuerzas de refuerzo siempre que, con las cargas permanentes y la fracción de sobrecarga que permanentemente actúe sobre la viga, dichas fuerzas provoquen flechas instantáneas ascendentes en los puntos de retacado. Si no es así, como consecuencia de la fluencia se producirán incrementos en dichas

fuerzas, lo que no siempre será favorable cuando actúen la carga mínima en la viga como ya hemos visto.

De acuerdo con la investigación realizada, y como puede deducirse de la expresión anterior, las variaciones en las fuerzas de refuerzo son fuertemente dependientes de la relación de rigideces entre viga y perfil (mayores cuanto menor es dicha relación). Esto tiene tres consecuencias importantes a tener en cuenta:

- Previene de emplear perfiles muy rígidos para este tipo de refuerzos, haciendo preferible el empleo de perfiles de rigidez reducida en comparación con la de la viga para minimizar las variaciones en las fuerzas de refuerzo.
- Indica que, para corregir las pérdidas por fluencia en las fuerzas de refuerzo, puede ser erróneo aumentar la rigidez del perfil.
- Alerta del hecho de que un cambio en obra del perfil elegido por otro más rígido, introduciendo la misma fuerza de refuerzo, puede resultar inseguro, aspecto que puede no ser nada intuitivo.

Para refuerzos con una fuerza en centro de vano, o con dos fuerzas iguales y simétricamente dispuestas respecto del centro de la pieza, y con condiciones de empotramiento iguales en ambos apoyos, se han obtenido para las situaciones habituales estos resultados:

- Las pérdidas en las fuerzas de refuerzo respecto del valor mínimo requerido para dichas fuerzas son tanto mayores cuanto más próximas al centro de vano se sitúan las fuerzas de refuerzo, y cuanto mayor es el grado de empotramiento en apoyos. Por ejemplo, para $\varphi=2.0$ y relaciones entre la carga permanente y la carga total de cálculo de 0.2, la diferencia en la variación en la fuerza de refuerzo respecto del valor mínimo requerido entre la que se obtiene para fuerzas de refuerzo aplicadas a cuartos de la luz, y aplicada en centro de vano, es del 7% para vanos biapoyados y del 55% para vanos biempotrados.
- En cambio, si se producen ganancias en las fuerzas de refuerzo, estas son mayores cuanto más próximas se encuentran las fuerzas de refuerzo de los apoyos, y cuanto menor es el grado de empotramiento. Por ejemplo, para $\varphi=2.0$ y relaciones entre la carga permanente y la carga total de cálculo de 0.8, la diferencia en la variación en la fuerza de refuerzo respecto del valor mínimo requerido entre la que se obtiene para fuerzas de refuerzo aplicadas a cuartos de la luz, y aplicada en centro de vano, es del 44% para vanos biapoyados y del 20% para vanos biempotrados.

Los ejemplos que se han dado solo deben considerarse como órdenes de magnitud, pues la casuística es muy grande, en función de la relación entre la carga permanente y la carga total de cálculo, el propio valor de las fuerzas de refuerzo, etc. En todo caso, nótese que en general las pérdidas pueden ser muy superiores a las que habitualmente se tienen por fluencia en pretensado, lo que hace que, en líneas generales, sea aconsejable reducir al mínimo indispensable, desde el punto de vista de la seguridad, la rigidez del perfil.

Para el caso de estructuras antiguas, considerando como tales aquellas en las que sus flechas diferidas pueden considerarse estabilizadas (aquellas con edades superiores a entre siete

y diez años), una cota superior de la fluencia sería del orden de $\varphi=0.4$, que correspondería básicamente a la deformación elástica diferida. Considerando este valor, las pérdidas que se pueden producir en las fuerzas de refuerzo son en general inferiores al 10%, y para incrementos de refuerzo moderados (incrementos en la carga total de cálculo inferiores al 25%) y rigideces del perfil no muy grandes (inferiores a la mitad de la de la viga), las pérdidas raramente superarán el 5% y por lo tanto pueden despreciarse. Sin embargo, si se producen ganancias en las fuerzas de refuerzo, estas pueden llegar en casos extremos a superar el 40% y por lo tanto no serían despreciables. Esto debe tenerse en cuenta si eventualmente resulta desfavorable la comprobación considerando la fuerza de refuerzo como desfavorable.

La retracción en general siempre provoca flechas descendentes y por lo tanto dará lugar a incrementos en las fuerzas de refuerzo. Esto daría lugar también a variaciones de refuerzo, pero que en general son despreciables salvo para estructuras de muy reducida edad, y cuando puedan ser apreciables esas flechas (caso, por ejemplo, de vigas con parte prefabricada y parte hormigonada *in situ*). En [3] se recogen expresiones que permiten evaluar estas variaciones en las fuerzas de refuerzo por retracción. Para una viga con condiciones de empotramiento simétricas reforzada con dos fuerzas de refuerzo iguales y simétricamente dispuestas respecto del centro del vano, se deduce la siguiente expresión que da la variación en cada una de dichas fuerzas de refuerzo por retracción:

$$(\Delta F)_{ret} = \frac{(EI)_{ref} f_{ret} \frac{1}{F_{ref}^*(a)}}{1 + n \frac{F_{viga}^*(a)}{F_{ref}^*(a)} (1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0))} \quad (4)$$

donde f_{ret} es la flecha en la viga debida a la retracción en los puntos de contacto entre viga y perfil, y el resto de los términos son los ya comentados al exponer la fórmula que da las pérdidas por fluencia en ese mismo caso. La fórmula anterior es de aplicación cuando reforzamos con una única fuerza $2F$ en centro de vano. También como en el caso de la fluencia, se trata de una expresión formalmente análoga a las pérdidas de pretensado por retracción.

Los gradientes de temperatura a lo largo del canto de la viga también pueden provocar flechas y, por lo tanto, variaciones en las fuerzas de refuerzo. En [3] se recogen recomendaciones cuando estos gradientes no sean despreciables. Para una viga con condiciones de empotramiento simétricas reforzada con dos fuerzas de refuerzo iguales y simétricamente dispuestas respecto del centro del vano, se deduce la siguiente expresión que da la variación en cada una de dichas fuerzas de refuerzo por temperatura:

$$(\Delta F)_T = \frac{(EI)_{ref} f_T \frac{1}{F_{ref}^*(a)}}{1 + n \frac{F_{viga}^*(a)}{F_{ref}^*(a)}} \quad (5)$$

donde f_T es la flecha en la viga debida al gradiente térmico en los puntos de contacto entre viga y perfil, y el resto de los términos son los ya comentados al exponer las fórmulas que dan



Figura 6. Nueva losa de hormigón armado por cara superior, y vista de los perfiles metálicos de refuerzo por cara inferior.

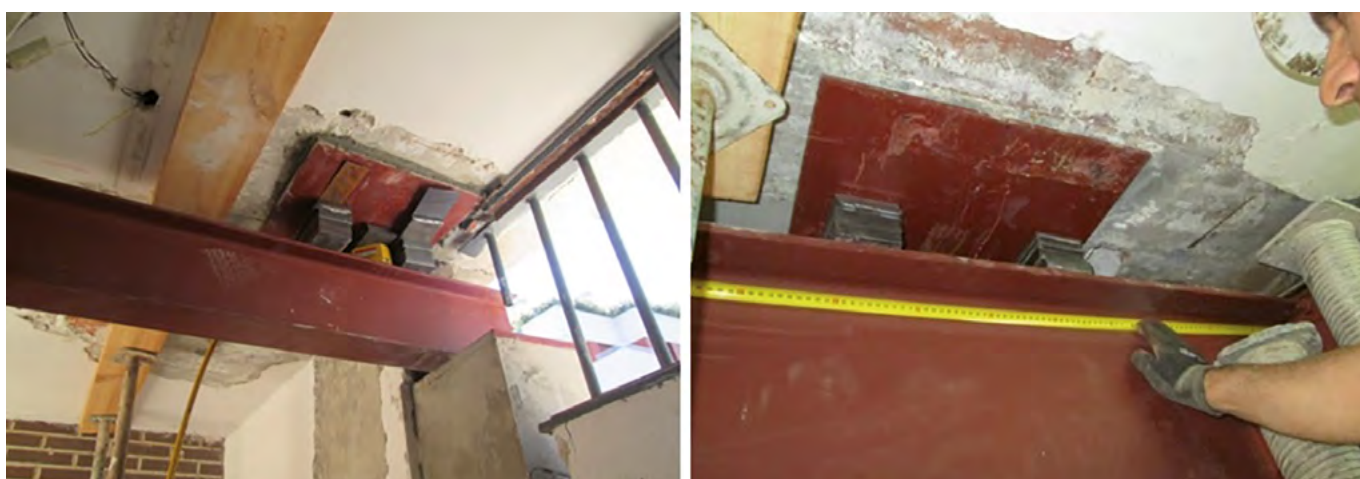


Figura 7. Refuerzo del forjado en los puntos en los que apoya, sobre el forjado existente, la nueva losa de hormigón armado.

las pérdidas por retracción y fluencia en ese mismo caso. La fórmula anterior es de aplicación cuando reforzamos con una única fuerza $2F$ en centro de vano.

Por último, la alternancia de sobrecargas en vanos adyacentes en vigas con continuidad en apoyos daría también lugar a flechas en la viga y, por lo tanto, a variaciones en las fuerzas de refuerzo. Del estudio paramétrico realizado se deduce que, para relaciones $(EI)_{viga} / (EI)_{ref}$ superiores a tres (que serán las habituales), la variación en las fuerzas de refuerzo con respecto a las estrictamente necesarias es inferior al 5% y, por lo tanto, pueden despreciarse. Cabe señalar que, en todo caso, se deduce que esas variaciones son tanto mayores cuanto más próximas al centro de vano se sitúan las fuerzas de refuerzo.

4. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

A continuación, se exponen algunos ejemplos de aplicación de esta técnica de refuerzo.

El primer ejemplo que mostramos a continuación corresponde a un forjado unidireccional de techo de sótano en un

edificio que presentaba condiciones de seguridad insuficientes. Por diversos motivos, la intervención más apropiada teniendo en cuenta la importante carga de tierras a disponer era ejecutar una losa de hormigón armado sobre el forjado adecuadamente independizada de este. Esta losa descansa en algunos puntos sobre vigas que se reforzaron apeándolas mediante perfiles metálicos retacados a ellas en la vertical de dichos puntos, y que a su vez descansan en la estructura existente (pilares y muros de sótano).

El retacado se planteó de forma *activa*, predeformando los perfiles con gatos, de manera que introducía una carga igual a la reacción de toda la carga permanente en los puntos de apoyo de la nueva losa (figuras 6 y 7). El apeo definitivo se realizaba disponiendo cuñas metálicas entre el perfil y la estructura horizontal, antes de descargar y retirar los gatos. Las fuerzas introducidas, y su evolución en el tiempo, se controlaban mediante medida de las deformaciones en los perfiles.

En la figura 8 se muestra un ejemplo de aplicación del refuerzo a una losa nervada de gran luz, disponiendo los perfiles entre nervios una vez comprobada la capacidad de la losa superior (de espesor y armado importantes en este caso). Dado que las vigas en las que apoya el forjado presentan condiciones de seguridad correctas, los perfiles apoyan mediante soldadura



Figura 8. Refuerzo de una losa nervada de hormigón armado.

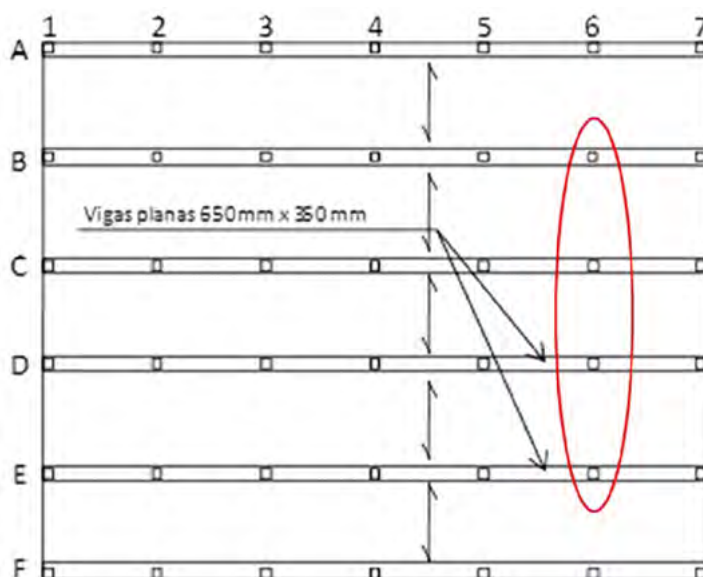


Figura 9. Croquis de la estructura de la planta de cubierta. Se señalan los pilares que fueron retirados para crear el salón de actos.

(con placas de absorción de tolerancias en uno de los apoyos) en placas metálicas ancladas a las vigas. Las cargas se introducen con gatos, midiendo las flechas con distanciómetro láser.

El criterio de diseño fue disponer una rigidez lo más reducida posible, compatible con las necesidades del refuerzo, para que la entrada en carga de cada perfil o celosía no descargase las ya puestas en carga anteriormente. Así, la flecha en los puntos de retacado en los perfiles era de 50 mm, y al poner en carga los perfiles la reducción acumulada máxima en la flecha en los perfiles ya retacados era inferior a 2 mm, lo que supone una pérdida en la fuerza de refuerzo no superior al 5%.

Las flechas se mantienen bajo control con objeto de verificar que, como se deduce de los cálculos, la variación por fluencia de las fuerzas de refuerzo es reducida al tratarse de una estructura antigua (de más de cincuenta años). A tal efecto se han dejado referencias a puntos fijos de la estructura, al tiempo que se está estudiando la posibilidad de realizar ese control mediante láser escáner (pues el valor de las flechas in-

trducidas en la predeformación de los perfiles hace que las tolerancias de esa técnica puedan resultar compatibles con las necesarias para el control del refuerzo).

Otra aplicación de la solución de refuerzo propuesta es la supresión de pilares, actuación siempre compleja [17], [18].

El primer ejemplo corresponde a un edificio de oficinas. En la figura 9 mostramos un croquis de planta de la estructura de cubierta. La remodelación consistió en la retirada de los pilares B6, C6, D6 y E6 en el tramo entre los forjados de planta primera y cubierta para crear un salón de actos diáfano.

Para cada pilar eliminado (por ejemplo, el B6) se dispuso un perfil metálico en el plano del pórtico, que descansaba en cabeza de los pilares inmediatos (B5 y B7 en el ejemplo). Este perfil apoyaba sobre los pilares de hormigón mediante unos soportes enanos (véase la figura 10) que descansaban sobre unas placas metálicas ancladas a la cabeza de los soportes, de manera que el perfil quedaba separado del forjado. De este perfil metálico se suspendían las vigas que apoyaban en el pilar

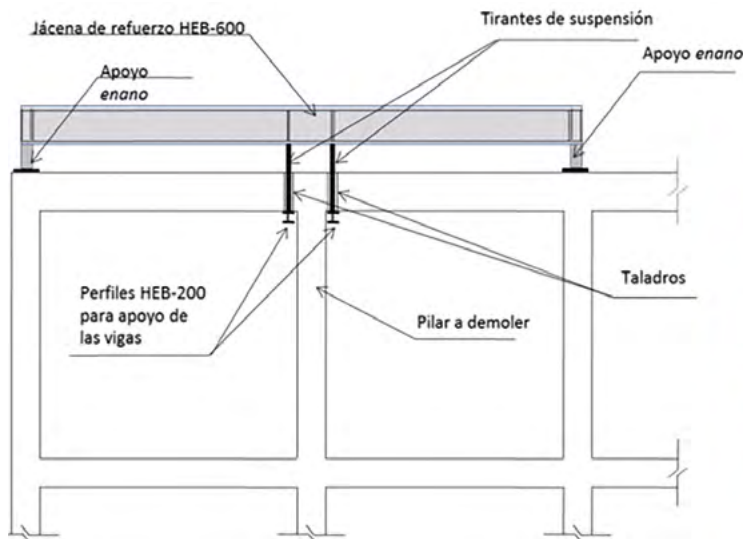


Figura 10. Croquis del refuerzo dispuesto y vista de uno de ellos.

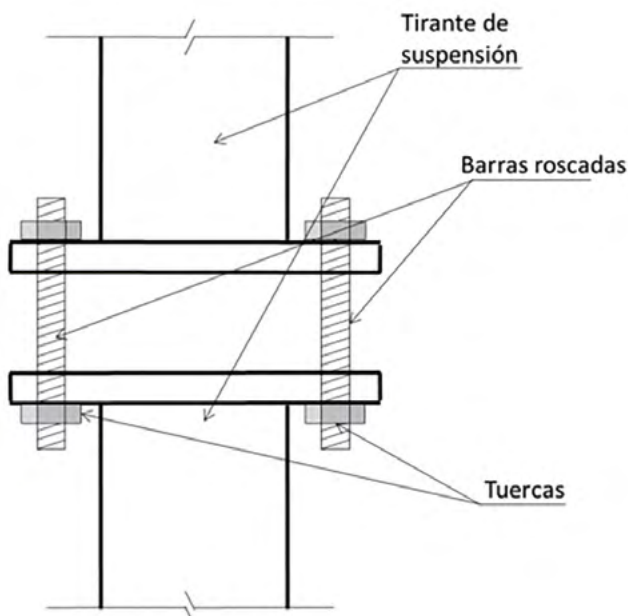


Figura 11. Sistema para acortamiento de la longitud del tirante (nota: no se representan las contratuerzas inferiores).



a demoler, por medio de tirantes que atravesaban el forjado a través de taladros practicados al efecto, como de forma esquemática se muestra en la misma figura 10.

Comprobado que los pilares sobre los que descansaba el perfil de refuerzo tenían capacidad resistente suficiente para el incremento de carga que se produciría al quedar suspendidas de dicho perfil las vigas que acometían en el pilar a eliminar, se seleccionó un perfil metálico que cumpliera las siguientes condiciones: que tuviese condiciones de seguridad adecuadas ante las cargas a las que iba a estar sometido al “colgar” de él las vigas que apoyaban en el pilar a demoler, y que fuese suficientemente rígido como para que las flechas debidas a las sobrecargas de conservación o nieve, no presentes al retirar el soporte, no provocasen una flecha excesiva en el perfil que supusiese un descenso técnicamente no admisible de las vigas. Este perfil resultó ser así un HEB-600.

Seguidamente se determinó qué flecha se obtendría en el perfil sometiéndolo, en los puntos de los que colgarían las vigas (figura 10), a la reacción de dichas vigas en el pilar debida a las cargas permanentes presentes al retirar el pilar. Esta flecha resultó ser de 15 mm.

La siguiente actuación fue acortar los tirantes de suspensión que se muestran en la misma figura 10 esos 15 mm, deformando así la jácena metálica de refuerzo. A tal efecto, los tirantes tenían una disposición como la que esquemáticamente se muestra en la misma figura. Apretando las tuercas que se muestran en el esquema, se acortaba la distancia entre las chapas, y mediante auscultación del perfil metálico se comprobaba la flecha que el perfil iba tomando hasta alcanzar los 15 mm. En ese instante, la precisión que se tiene en el cálculo de flechas en estructuras metálicas permitía asegurar, con suficiente aproximación, que la fuerza que ejercían los tirantes so-



Figura 12. Comparador de precisión 0,01 mm dispuesto para medida de las flechas (fotografía de la izquierda) que iba tomando el perfil de refuerzo al apretar las tuercas para acortar la longitud del tirante. Corte del pilar con sonda (fotografía de la derecha).



Figura 13. Vista del edificio y del tramo de pilar a suprimir.

bre el perfil metálico era precisamente la reacción de las vigas sobre el pilar a retirar y, por lo tanto, esa era la misma fuerza que los tirantes ejercían sobre las propias vigas.

En la [figura 11](#), se muestran los tirantes dispuestos y cómo, mediante apriete de las tuercas, se iba acortando la longitud del tirante; y en la [figura 12](#) puede observarse parte de la instrumentación dispuesta para el control de las flechas que iba tomando el perfil HEB-600 de refuerzo. En ese instante en el que la fuerza que el perfil de refuerzo ejercía sobre las vigas era precisamente la reacción de estas sobre el pilar, se procedió al corte de este último mediante sonda, corte que fue realizado manteniendo bajo control las flechas que se producían. El corte se realizó sin problemas ([figura 12](#)), y sin que se produjesen fisuras o cualquier otro tipo de daño en la estructura. Como puede observarse en la figura, al cortar mediante sonda el pilar los cortes quedaron intactos, sin aplastamientos ni desplazamientos apreciables, ni por lo tanto flechas significativas en el perfil metálico, lo que prueba que, con la predeformación aplicada, se había ejercido sobre las vigas la fuerza de cuelgue prevista.

Transcurridos unos tres años desde la operación, y desde entonces periódicamente, se ha medido la flecha del perfil, comprobando que esta no había variado significativamente, como era de esperar dado que el edificio tenía más de cuarenta años de edad y en tales circunstancias los efectos diferidos son muy poco relevantes.

El siguiente ejemplo corresponde a un edificio en Madrid ([figura 13](#)), cuya construcción original data del año 1900 y que en el año 2005 fue objeto de una rehabilitación integral en la que, manteniendo la volumetría y las fachadas, se sustituyó en cambio buena parte de la estructura, tanto vertical como horizontal, a la vez que se ejecutaron tres nuevos sótanos (inicialmente existía uno). La nueva estructura es de hormigón armado, constituida por forjados de losa maciza apoyados en pilares interiores y en los muros de fachada. En este edificio se planteó la supresión de un tramo de pilar para facilitar el paso de vehículos al sótano.

Como en el ejemplo anterior, se determinó la carga permanente en el soporte y de la sobrecarga. A continuación se diseñó un entramado metálico ([figura 14](#)) que descansaba en



Figura 14. Entramado de apeo del soporte a realizar y auscultación de la estructura durante el proceso.



Figura 15. Auscultación de la estructura metálica durante el proceso de demolición.

los soportes situados alrededor del que debía ser suprimido, mediante collarines metálicos. Este entramado se predeformó mediante gatos (figura 14) haciéndole coger una flecha igual a la que experimentaría frente a la reacción en el soporte debida a las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas (limitada a aquella que, al ascender el soporte, evitase daños en los niveles superiores). En ese momento un collarín metálico anclado al soporte con barras pasantes se unió por soldadura al entramado metálico, de manera que al retirar los gatos los perfiles descargaban el tramo del soporte a demoler. La demolición pudo así realizarse fácilmente sin que el soporte experimentase asiento significativo alguno (al contrario, tuvo una ligera recuperación, correspondiente a la fracción de sobrecarga considerada). La instrumentación mantuvo bajo control todo el proceso: desde la introducción de la carga prevista por los gatos, hasta la respuesta del entramado al eliminar el soporte. En las figuras 14 (fotografía derecha) y 15 se observa parte del instrumental dispuesto para registrar las flechas en los perfiles metálicos.

Los perfiles se dimensionaron para soportar condiciones de seguridad correctas las cargas del soporte a retirar, y con una rigidez tal que la fracción de sobrecarga no compensada diese lugar a un descenso en el soporte tolerable por la estructura y las partes no estructurales (tabiquería, acabados, ...).

Durante un tiempo se controló que las deformaciones en el entramado metálico permanecían estables.

5. CONCLUSIONES

Son muchos los aspectos a considerar en un refuerzo *activo* mediante perfiles metálicos bajo la estructura horizontal, como se detallan en [3]. A modo de resumen se exponen algunos de los que se deducen de los ejemplos mencionados en los apartados anteriores:

- a) Se trata de un procedimiento de refuerzo que no afecta en modo alguno al elemento reforzado y que por lo tanto es perfectamente reversible, por lo que no existe condicionante alguno a su aplicación en construcciones con algún tipo de protección histórico-artística, o cuando se trate de un refuerzo temporal. También es una forma sencilla y económica de reducir temporalmente la solicitación en una viga que requiera de tal reducción al ser reforzada por otros procedimientos, como por ejemplo mediante encolado de platabandas de acero o FRP, procediendo a la retirada del perfil una vez ejecutado el refuerzo.
- b) El procedimiento de control de las fuerzas introducidas al predeformar los perfiles mediante la auscultación de los propios perfiles, es totalmente fiable, permite el empleo de medios sencillos para la predeformación de los perfiles contra las vigas en los puntos de retacado (medios que, incluso, no den información sobre la fuerza introducida, como barras roscadas, acuñado, ...) y controlar la evolución en el tiempo de dicha fuerza.
- c) Cuanto mayor es el número de fuerzas que se introducen, mayor puede ser el error que se comete al valorar el valor de una de las fuerzas introducidas en función del error que se cometa al medir las flechas en uno de los puntos.

Se recomienda introducir una fuerza en centro de vano o, preferiblemente, dos fuerzas, entre cuartos y tercios de la luz (en general el óptimo se aproxima a situar los puntos de retacado del perfil a tercios de la luz).

- d) La predeformación de los perfiles permite absorber las cargas permanentes, e incluso parte de las sobrecargas. Con ello la limitación de las flechas en los perfiles únicamente se restringe al efecto de las sobrecargas en la mayoría de los casos, lo que permite una importante reducción en los calibres de los perfiles a emplear.
- e) Es posible la introducción gradual del refuerzo, por ejemplo, en los casos en los que se prevea disponer una carga permanente importante, que podría irse materializando en escalones de manera que en cada uno de ellos se introduzca un incremento en las fuerzas de refuerzo compatible con la seguridad frente a momentos de signo contrario a los debidos a las cargas gravitatorias, en función de la carga permanente presente en cada escalón.
- f) La seguridad del perfil frente a las cargas que recibe del elemento reforzado, tanto la introducida inicialmente por predeformación de aquel, como la final debida al resto de las cargas y el incremento debido a los márgenes de seguridad exigibles, y la limitación de flechas debida a la parte de cargas no presente al predeformar el perfil (en general las sobrecargas), limitan inferiormente el calibre de los perfiles.

La posibilidad de inversiones de momentos en los puntos de retacado al incrementarse las cargas, evolucionar las flechas por fluencia y otros efectos análogos, limitan superiormente dicha rigidez. En este sentido debe tenerse en cuenta que, como se detalla en [3], un incremento en el calibre de los perfiles proyectados no siempre queda del lado de la seguridad. Una posibilidad es descargar la estructura, o mantenerla apeada con la máxima carga posible hasta introducir la predeformación como se ha mostrado en uno de los ejemplos expuestos (debe evitarse en tales casos que la carga permanente pueda retirarse sin un control técnico).

- g) Los ejemplos expuestos corresponden a estructuras antiguas, en las que las deformaciones diferidas no son determinantes. Cuando esto no sea así, deben ser tenidas en cuenta pues pueden condicionar muchos aspectos del refuerzo. La incidencia del fuego es otro aspecto a valorar. Todo ello, junto con otros aspectos de proyecto y ejecución, se expone en detalle en [3].

Referencias

El presente trabajo ha sido realizado a partir de los resultados de la tesis doctoral que se refiere a continuación como referencia [3], en la que se recoge abundante bibliografía sobre el tema. En la relación siguiente, se recogen algunas de las referencias más destacadas que han sido mencionadas en el texto de este artículo.

- [1] Calavera, J. (2002) *Cálculo, Construcción, Patología y Rehabilitación de Forjados de Edificación*. 5ª Edición. Madrid: Ed. Intemac.
- [2] Brufau, R. (2010) *Rehabilitar con Acero*. APTA (Asociación para la Promoción Técnica del Acero).

- [3] Rodríguez, R.R. Refuerzo de vigas de hormigón armado mediante la aplicación de fuerzas exteriores introducidas por predeformación de perfiles metálicos. Tesis Doctoral realizada bajo la dirección de los Dres. Ingenieros de Caminos D. Enrique González Valle y D. Jorge Ley Urzaiz, y presentada en la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.
- [4] Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (2011) Sistema de Reparación de Forjados de Viguetas. D.I.T. N°. 217R/11. Madrid: IETcc.
- [5] Calavera, J. (2008) *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón*. 2ª edición. Madrid: Ediciones Intemac.
- [6] Ministerio de Fomento (2008) Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08. España: Ministerio de Fomento. Secretaría General Técnica.
- [7] CEN (2004) EN 1992-1-1:2004. Eurocode EC-2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. Bruselas: European Committee for Standardization.
- [8] CEB. (1983) Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign). Bulletin d'Information n° 162. Lausanne: Comité Euro-International du Béton.
- [9] Fernández Cánovas, M. (1994) *Patología y Terapéutica del Hormigón Armado*. 3ª edición. Madrid: "Colección Escuelas". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Servicio de Publicaciones.
- [10] González Valle, E. (2003) *Refuerzos con Pretensado y Refuerzos Varios*. Pamplona: Curso de Intemac.
- [11] CEB. (1991) Reliability of Concrete Structures. *Bulletin d'Information* N° 202. Lausanne: Comité Euro-International du Béton.
- [12] FIB (2010) Model Code for Concrete Structures. 2010, Ernst & Sohn.
- [13] CEB. (1984) *Design Manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete*. Saint-Saphorin (Switzerland): Georgi Publishing Company.
- [14] FIP. (1990) Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón. *Guía FIP de buena práctica*. Traducción al español de GEHO-ATEP.
- [15] Lee, S.H., Lee, H.D., Shin, K.J. & Kang, H.K. (2014) Shear strengthening of continuous concrete beams using externally prestressed steel bars. *PCI Journal*, Vol. 59. ISSN 0887-9672.
- [16] Barchas, K.J. (1991) Repair and Retrofit using external post-tensioning. Aberdeen: Aberdeen's Concrete Repair.
- [17] Rodríguez Santiago, J., Conde-Salazar, J.M. (1988) Estudio experimental de la puesta en carga de una estructura y el corte del pilar de un edificio de ocho plantas. *Hormigón y Acero*. 39(169): 81-91.
- [18] Serrano, A. et al (2014) Sistemas activos de transferencia de carga para la eliminación de soportes o muros en obras de rehabilitación. Madrid: *VI Congreso Internacional de Estructuras de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE)*.

Historia y futuro del mantenimiento y la vigilancia de los puentes ferroviarios

Past and Future of Maintenance and Monitoring of Railway Bridges

Luis Esteras Aldea^a y José Antonio Gómez Barquín^b

^a *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Gerente de Área de Infraestructura de la Dirección Técnica de ADIF*

^b *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Puentes de la Dirección Técnica de ADIF*

Recibido el 30 de noviembre de 2020; aceptado el 30 de marzo de 2021

RESUMEN

El mantenimiento de las infraestructuras ha venido ocupando frente a la construcción de obra nueva un segundo plano a lo largo de la historia de la ingeniería, siempre eclipsado por las facetas de diseño y construcción. No obstante, cada vez la conservación y el mantenimiento de las infraestructuras se va haciendo hueco en las escuelas técnicas, en la normativa y en las licitaciones públicas gracias al esfuerzo diario de los grandes profesionales que se dedican a ello. Se repasará cómo ha sido esta tendencia en el caso particular de los puentes ferroviarios.

PALABRAS CLAVE: Mantenimiento de infraestructuras, puente ferroviario, inspección principal, prueba de carga, normativa, monitorización de estructuras.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

The maintenance of infrastructures has been in a secondary place throughout the history of engineering, always overshadowed by the design and construction of new bridges. However, conservation and maintenance of infrastructures is gaining positions in the technical schools, in regulations and in public tenders thanks to the daily effort of the great professionals who dedicate themselves to it. Let's evaluate the trend in the particular case of railway bridges.

KEYWORDS: Maintenance of infrastructures, railway bridge, main inspection, load test, regulations, structure monitoring.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

I. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la técnica de la ingeniería de caminos se ha orientado desde sus orígenes en la fase de construcción de obra nueva principalmente, y el mantenimiento de las infraestructuras construidas ha quedado relegado a un segundo plano, abandonado a la suerte de los técnicos que se han dedicado al mantenimiento. Lejos de desmerecer estas actividades de mantenimiento y reparación de estructuras es el momento de que se reconozca esta labor silenciosa que no corta cintas. Luis Ortega, al igual que otros muchos ingenieros dedicados a la

conservación y mantenimiento de las infraestructuras, ha sido un auténtico referente para aquellos que trabajamos en estas labores "olvidadas". Si echáramos cuentas de los importes dedicados a la construcción de obra nueva en comparación con lo dedicado al mantenimiento veríamos la diferencia que todavía hoy hay entre unos presupuestos y otros.

En lo que se refiere al desarrollo normativo la situación es muy similar, los esfuerzos se focalizan en determinar cómo deben construirse las nuevas estructuras habiendo muy poca normativa de referencia sobre cómo deben mantenerse esas mismas estructuras.

La infraestructura ferroviaria no es una excepción y presenta la misma situación que el resto de las obras civiles en este sentido.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: lesteras@adif.es / joangomez@adif.es

Afortunadamente en los últimos años se ha hecho un esfuerzo importante para desarrollar los diferentes documentos normativos que configuran la gestión de los puentes ferroviarios.

Con la entrada en vigor el 25 de junio de 2005 de la orden FOM/1951/2005 instrucción sobre las inspecciones técnicas en los puentes de ferrocarril (ITPF-05) [1] se sentaron las bases para la organización del mantenimiento de los puentes ferroviarios. Pero veamos cuál ha sido la evolución hasta ese momento.

2. REPASO HISTÓRICO

Repasemos brevemente la historia sobre la normativa que regula la vigilancia de los puentes ferroviarios:

La primera norma que se publica relativa al diseño de puentes de ferrocarriles es la de 1902, instrucción para redactar proyectos de puentes metálicos [2], la cual ya nació desfasada en cuanto a las cargas de diseño, pero en cuanto a lo que en este artículo nos afecta, no se hace mención alguna a la vigilancia a realizar sobre los puentes, y debemos esperar hasta la norma de 1925, Instrucción para la redacción de proyectos de tramos metálicos [3], gracias fundamentalmente al magnífico trabajo desarrollado por Don Domingo Mendizábal, para tener una norma mucho más acorde a la realidad del momento y que como veremos, en cuanto a la vigilancia de los puentes no ha sufrido sensibles cambios de fondo a lo largo de los años hasta el día de hoy.

La primera mención a la vigilancia de los puentes ferroviarios es la que se recoge en el artículo 54 de la instrucción para la redacción de proyectos de tramos metálicos, publicado en la Gaceta de Madrid. Núm. 297 de 24 de octubre de 1925 [3]. Transcribiéndose literalmente a la del 1956 [4], donde debido a su brevedad lo incluimos íntegramente a continuación: entre paréntesis () se recogen las inclusiones en el texto de la norma de 1956.

“Artículo 54 (45). Tramos en servicio y de construcción anterior a la vigencia de esta instrucción. Una vez que se establece el servicio normal de un tramo metálico e independientemente de la vigilancia y conservación de carácter ordinario que debe hacerse con toda atención, se realizarán revisiones periódicas de estas estructuras.

Los resultados de estas inspecciones se harán constar en documentos especiales para formar con ellas la historia del tramo.

Durante la vigilancia normal se corregirá inmediatamente todo deterioro o avería susceptible de aumento o que pudiera comprometer la seguridad de la obra.

Debe renovarse la pintura de las partes descubiertas, y si es posible de las ocultas, tan frecuentemente como sea necesario para preservarlas de la oxidación.

Se realizará una revisión cada dos años de todos los tramos metálicos, la que tendrá principalmente por objeto comprobar el estado de los remaches (roblones), pernos, (cordones de soldadura) etc., comprobándose que las piezas sometidas a esfuerzos de compresión no han experimentado deformación permanente; se golpearán todas las piezas y remaches (roblones y cordones de soldadura) con el martillo para asegurarse no tiene grietas ni que estos (aquellos) se encuentran flojos, igualmente se apreciará la posición de los aparatos de apoyo.

Cada diez años, además de la inspección que pudiera

corresponderle, descrita en el párrafo anterior, se realizarán pruebas estáticas y dinámicas idénticas a las prescritas en los artículos 42 al 53 (33 al 44) para los tramos metálicos nuevos, comprobándose los esfuerzos máximos a los que estén sometidas todas las piezas y las deformaciones y oscilaciones generales y locales de todos los elementos.

Cuantas prescripciones se detallan anteriormente se aplicarán a los tramos metálicos de construcción anterior a la fecha en que entre en vigor la Instrucción, y que igualmente han entrado en su servicio normal con prioridad a dicha fecha, admitiéndose coeficientes de trabajo y de deformación con tolerancias del 25 por 100 sobre los fijados para los tramos de nueva construcción.” (este último párrafo se omite en la Instrucción del 56). [3] [4]

Estas instrucciones de 1925 y 1956 quedaron derogadas por la aprobación de la orden ministerial de 25 de junio de 1975, instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril [5]. En esta se modifica el texto, pero no hay un cambio conceptual técnico en cuanto a la vigilancia a realizar para garantizar la seguridad de las estructuras, continuando con la necesidad de realizar inspecciones visuales y pruebas de carga, aportando, con respecto a las anteriores, una mayor precisión del alcance de las mismas. En cuanto a las inspecciones visuales: “*todos los puentes, cualquiera que sea su luz y material de que estén realizados*” [5], y en cuanto a las pruebas de carga: “*puentes metálicos de luz mayor de 12 metros*” [5].

Hubo que esperar hasta 2005 para tener una instrucción dedicada expresamente a la vigilancia de las estructuras ferroviarias. Este importante documento recoge y desarrolla como no se había hecho antes, el objeto, el alcance y la consistencia de las inspecciones visuales, introduciendo los conceptos de inspección básica e inspección principal, así como la posibilidad de desarrollar otros trabajos bajo el concepto de inspección especial.

Más importante si cabe, es que por primera vez regula la formalización administrativa de la vigilancia lo que permite una mejor supervisión y control de la actividad. Sin embargo, no hay cambios estructurales en cuanto a las técnicas a aplicar para garantizar la seguridad ferroviaria, basándose estas, como en todas las antecedentes, en la vigilancia visual y las pruebas de carga de los puentes metálicos.

3. DESARROLLO ACTUAL DE LAS NORMAS E INSTRUCCIONES

Para avanzar en el desarrollo y evolución del mantenimiento de los puentes ferroviarios y a raíz del trabajo realizado durante las últimas décadas por los diferentes responsables del mantenimiento, con la experiencia adquirida en los miles de inspecciones y de los cientos de pruebas de carga realizadas, se comenzó en 2018 el proceso de actualización y mejora de los procesos internos y las normas de ADIF que complementan a la ITPF-05 [1]. Este proceso empieza a ver sus frutos en el año 2019 con la aprobación de los primeros documentos.

Con ello se pretende regular en detalle la manera en la que se deben realizar las actividades propias del mantenimiento y en especial las inspecciones y las pruebas de carga.

Mientras que las normas describen en detalle cómo deben de realizarse técnicamente las actividades, las instrucciones técnicas recogen cómo deben articularse dichas actividades dentro de la estructura organizativa de Adif describiendo los procesos y las fases de trabajo que conlleva su realización, con el objetivo de contribuir a la consecución de los correspondientes indicadores de prestación de servicio de manera segura y eficiente durante la fase de mantenimiento del ciclo de vida de los activos ferroviarios. Estos nuevos planteamientos buscan dar respuesta a los siguientes aspectos:

- Evaluar de los procesos de mantenimiento, para detectar y analizar los riesgos operativos, organizativos y técnicos significativos. Establecer las funciones de las distintas áreas de la empresa involucradas en el mantenimiento y desarrollar un sistema para supervisar la eficacia de las medidas adoptadas.
- Planificar y controlar las operaciones de mantenimiento, recabando información para medir la correcta aplicación y eficacia de los procesos, garantizando que dichos procesos sean conformes a los requisitos de seguridad.
- Desde el punto de vista de la gestión de activos:
 - o Es fundamental realizar la gestión de riesgos asociados a los activos físicos a lo largo de todo su ciclo de vida, desde su diseño hasta su retirada.
 - o Garantizar también que los activos se utilicen para los fines previstos, que estén en condiciones de operar de manera segura y que mantengan el nivel de rendimiento previsto, tanto en condiciones normales como degradadas.
 - o Detectar los casos de incumplimientos de requisitos operativos y aplicación de restricciones de uso que sean convenientes.

- o Garantizar la conformidad de los procesos de gestión de activos con los requisitos clave de las especificaciones técnicas de interoperabilidad (ETI) [6] y otros requisitos pertinentes.
- o En lo referente al control de la información y comunicación, se pretende el intercambio de la información dentro de la organización, para ello es fundamental garantizar la trazabilidad de toda la información, la elaboración y conservación de los registros.
- También se tiene en cuenta la relación con los contratistas, los socios y proveedores:
 - o Detectando y controlando los riesgos derivados de la necesaria externalización de algunas de las actividades de vigilancia y control de las estructuras.
 - o También, se supervisa la eficiencia en materia de seguridad de las actividades desempeñadas por los contratistas, así como su concienciación en dicha materia.
- Gestionar el cambio continuo mediante la aplicación y control de las modificaciones producidas en el sistema de mantenimiento.
- Supervisar los procesos de mantenimiento, verificando que se aplican correctamente y que se obtienen los resultados previstos, aplicando, en su caso, las medidas correctoras necesarias.

Es por ello que para cubrir todos estos objetivos se están desarrollando una serie de normas e instrucciones técnicas. A la fecha de redacción del presente artículo, la situación de estos documentos relativos al mantenimiento de los puentes ferroviarios es la siguiente:

TABLA 1.
Estado de desarrollo de los diferentes documentos relativos al mantenimiento de puentes ferroviarios en ADIF. (Fuente: Elaboración propia)

<i>ACTIVIDAD</i>	<i>RESULTADOS PRINCIPALES</i>	<i>ACTIVIDAD QUE DESENCADENA</i>	<i>NORMA ADIF PLATAFORMA</i>
Inspección básica de puentes de ferrocarril (IB).	Detección precoz de potenciales patologías estructurales de los puentes de ferrocarril (potenciales daños N3 y N4).	Inspecciones principales. Actuaciones de mantenimiento no estructurales.	Aprobada el 29/01/2020 NAP 2-4-0.0_1E [7]
Inspección principal de puentes de ferrocarril (IP).	Valoración de los daños de los puentes de ferrocarril (N1, N2, N3 o N4, compatible con la ITPF-05).	Gestión de los defectos N3 y N4 (daños de PF). Plan de puentes.	Aprobada el 22/07/2020 NAP 2-4-1.0 [8]
Prueba de carga de puentes de ferrocarril (PC).	Comprobación de la aptitud del puente según ITPF-05 (apto, no apto). Aptitud Adif (A0, A1, A2). Categoría EN-15528 (D4-120, C3-350). Clasificación ETI. Capacidad ante transportes excepcionales.	Gestión de la falta de aptitud del puente. Categorización de la línea (EN15528). Viabilidad estructural ante transportes excepcionales.	Aprobada el 22/01/2021 NAP 2-4-2.0 [9]
Inspección especial de caracterización dinámica de puentes de ferrocarril (IECD).	Modelo analítico. Parámetros que caracterizan el comportamiento dinámico del puentes de ferrocarril. Detección precoz de anomalías estructurales.	Estudios de compatibilidad dinámica del material móvil de nuevas operadoras.	En redacción.
Inspección especial de cauce de puentes de ferrocarril	Valoración de capacidad hidráulica y potencial erosivo del cauce.	Inspección subacuática.	En redacción.
Inspección especial subacuática de puentes de ferrocarril.	Valoración de la socavación y estado del lecho fluvial.	Valoración de la socavación y estado del lecho fluvial.	En redacción.
Inspección principal de pasos superiores.	Valoración de los daños de los puentes de ferrocarril (N1, N2, N3 o N4).	Gestión de los defectos N3 y N4 (daños del PS).	Aprobada el 22/01/2021 NAP 2-4-1.4 [10]

Se observa por tanto que ya están aprobadas las tres normas asociadas a las inspecciones básicas y principales de los puentes ferroviarios y la de inspecciones principales de pasos superiores. Estas normas constituyen una barrera preventiva de control del riesgo de degradación de los activos durante la totalidad de su ciclo de vida.

Para explicar el alcance de la nueva metodología nos centraremos en las inspecciones básicas que se desarrollan en la “Norma Adif Plataforma. Inspección básica de puentes de ferrocarril” (NAP 2-4-0.0) [7]. Esta norma consiste en describir la actividad de la inspección básica según los preceptos marcados por la “instrucción sobre las inspecciones técnicas en los puentes de ferrocarril” (ITPF-05) [1], es decir, la inspección visual realizada por personal de vigilancia e inspección general de la línea, de todos los elementos del puente para detectar y documentar la existencia de daños, asignando a cada daño detectado una determinada intensidad. Esta intensidad servirá para establecer el estado de avance o la extensión del daño detectado. La diferencia entre esta nueva metodología y la anterior estriba en que al inspector lo que se le pide es que identifique los daños y que determine el grado de evolución del daño que observa en función de los criterios recogidos en la norma, pero no que evalúe la estructura o que se manifieste sobre las consecuencias que ese daño puede tener en garantizar la capacidad estructural. De esta forma se consigue desvincular al inspector del resultado de la inspección básica de forma que se le confiere un carácter de observador de daños y no de evaluador de estructuras, lo que le permite realizar su función de manera más objetiva. No hay que perder de vista que el objetivo de las inspecciones básicas es “detectar lo antes posible, y sin esperar a la siguiente inspección principal programada, la aparición de cualquier daño real o aparente susceptible de seguimiento o reparación”¹, es decir, alertar de la necesidad de adelantar la realización de la próxima inspección principal sin agotar el plazo establecido según los criterios generales de su mantenimiento cíclico. Así pues, será el inspector que realice la inspección principal, “técnico titulado con competencia legal y con experiencia probada en patología estructural”², quien deba realizar una caracterización más detallada de los daños y el análisis y evaluación de estos.

Para estructurar y homogeneizar los resultados obtenidos y para facilitar la labor del inspector de las inspecciones básicas se han analizado todos los posibles daños que pueden ser detectados en la inspección visual. Se ha establecido dentro de la propia norma un catálogo de daños específico para la inspección básica, donde se distingue entre elementos estructurales (estribos, pilas y vanos) y no estructurales y entre los diferentes tipos de materiales (fábrica, metálico y hormigón armado). Estos daños se han analizado distinguiendo para cada uno 4 niveles de intensidad que reflejan 4 fases de la evolución del daño.

Para facilitar el trabajo del inspector el catálogo de daños de la norma dispone para cada daño de una ficha que recoge los aspectos más relevantes y los cuatro niveles de intensidad con una descripción de los mismos.

Los daños se han categorizado en función de la repercusión máxima, o nivel de gravedad máximo, que ese daño podría lle-

1 Apartado 3.1 Objeto, de la instrucción sobre las inspecciones técnicas en los puentes de ferrocarril (ITPF-05)
2 Apartado 2.4 Personal inspector, de la instrucción sobre las inspecciones técnicas en los puentes de ferrocarril (ITPF-05)

NOMBRE DEL DAÑO:		Socavación		CÓDIGO DAÑO:	3.F.5
ELEMENTO:	Pila	MATERIAL:	FÁBRICA	CATEGORÍA:	4
DESCRIPCIÓN:					
Daño que supone la pérdida de terreno sobre el que se apoya la cimentación, como consecuencia de la formación de cavidades y la descompresión del terreno en el entorno de las bases de apoyo a causa de la acción de las corrientes de agua.					
OBSERVACIONES:					
INTENSIDAD	CRITERIO				
1	Cuando no hay otros daños asociados (movimiento de las pilas) y la única consecuencia es que quedan a la vista los paramentos verticales de la cimentación del elemento.				
2	Cuando hay daños asociados (movimientos o grietas en pila) de intensidad leve. Cuando se aprecia parte de la cara inferior de la cimentación.				
3	Cuando hay daños asociados (movimientos o grietas en pila) de intensidad media. Cuando se aprecia parte de la cara inferior de la cimentación y huecos entre el terreno de apoyo y la cara inferior de la cimentación en más de un 10% y menos de un 20% de la superficie.				
4	Cuando hay daños graves asociados (movimientos o grietas en pila) de intensidad media-alta. Cuando se aprecia parte de la cara inferior de la cimentación y huecos entre el terreno de apoyo y la cara inferior de la cimentación en más de un 20% de la superficie.				
<small>NORMA ADIF PLATAFORMA. INSPECCIÓN BÁSICA DE PUENTES DE FERROCARRIL. 1ª EDICIÓN. ADMINISTRACIÓN DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS. COMITÉ DE REDACCIÓN. JUNIO 2015. Pág. 14 de 125</small>					

Figura 1. Ficha del daño “socavación”, del elemento portante “pila” y material “fábrica”. (Fuente “Norma Adif Plataforma. Inspección básica de puentes de ferrocarril” NAP 2-4-0.0) [7]

gar a tener sobre la seguridad estructural o de la explotación ferroviaria, de forma que al establecer la intensidad del daño se obtiene automáticamente un nivel de gravedad.

La categoría de un daño se define como el nivel de gravedad máximo que podría alcanzar ese defecto para un elemento concreto del activo en su estado más avanzado de evolución. La categoría del daño depende, por tanto, del tipo de daño y del elemento en el que se observa el daño.

$$\text{Categoría del daño} = f(\text{tipo de defecto, elemento afectado})$$

TABLA 2. Niveles de gravedad en función de la categoría del daño y de la intensidad en que se presenta. (Fuente “Norma Adif Plataforma. Inspección básica de puentes de ferrocarril” NAP 2-4-0.0) [7]

		INTENSIDAD DEL DAÑO			
		Intensidad 1	Intensidad 2	Intensidad 3	Intensidad 4
CATEGORÍA DEL DAÑO (N _{max})	Categoría 1	N1	N1	N1	N1
	Categoría 2	N1	N2	N2	N2
	Categoría 3	N1	N2	N3	N3
	Categoría 4	N1	N2	N3	N4

Así, podemos decir que el nivel de gravedad de un determinado daño que se aprecia en un puente es función del tipo de defecto, del elemento afectado y de la intensidad en que se presenten el daño.

$$\text{Nivel de gravedad de un daño (NGD)} = f(\text{tipo de defecto, elemento afectado, intensidad})$$

Los niveles de gravedad del daño se interpretan según la siguiente tabla.

TABLA 3. Escala y descripción de los niveles de gravedad de daños. (Fuente “Norma Adif Plataforma. Inspección básica de puentes de ferrocarril” NAP 2-4-0.0) [7]

NIVEL DE GRAVEDAD DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
N1	Defectos sin repercusión en el comportamiento estructural del activo, ni en la explotación ferroviaria, ni en la durabilidad o funcionalidad del elemento.
N2	Defectos sin repercusión en el comportamiento estructural del activo, ni en la explotación ferroviaria, pero que menoscaban la durabilidad o la funcionalidad del elemento.
N3	Defectos que evidencian una evolución patológica y pueden afectar a la seguridad estructural o a la explotación ferroviaria, o que afectan a terceros.
N4	Defectos que afectan a la seguridad estructural o a la explotación ferroviaria.

Según el planteamiento realizado habrá algunos defectos que, aunque se presenten en su nivel más alto de intensidad solo lleguen a provocar niveles intermedios o bajos de gravedad; como por ejemplo el daño: “Pintadas/Grafitis”,

por mucho que aumente su intensidad, es decir, aunque esté presente en toda la estructura, su nivel de gravedad siempre será N1, luego la categoría de este daño es 1. La “presencia de vegetación enraizada herbácea, musgos o líquenes”, si se presenta en su mayor nivel de intensidad alcanza un nivel de gravedad 2, luego se trata de un daño de categoría 2. Pero existirán daños que en su nivel más alto de intensidad provocarán un nivel de gravedad máximo como por ejemplo el “descalce o la socavación de las pilas” que presenta para la intensidad 4 un nivel de gravedad 4; por tanto, la categoría de este daño es 4.

En la propia norma se incluye como anejo las matrices de nivel de gravedad en las inspecciones básicas de puentes de ferrocarril.

Es interesante destacar que algunos defectos, a medida que aumentan su intensidad, pueden desencadenar la aparición de otras patologías. Un ejemplo podría ser cómo el daño de “vegetación enraizada herbácea” puede dar origen al daño “vegetación enraizada arbórea” y esta a su vez al daño “Deformaciones / Abombamientos / Desplome”. Es por ello por lo que es preciso mantener una vigilancia exhaustiva y mantenida en el tiempo de las estructuras.

En total se han establecido para las inspecciones básicas 150 tipos de defectos distribuidos en 21 subcategorías.

Como ya se ha indicado, el inspector no tiene que determinar el nivel de gravedad de un daño, este se obtendrá automáticamente a través de una aplicación informática desarrollada al efecto que procesa estas matrices. Se determina por tanto el

II. ANEJO 2. MATRICES DE NIVEL DE GRAVEDAD EN INSPECCIONES BÁSICAS DE PUENTES DE FERROCARRIL

Las matrices de nivel de gravedad en función del tipo de daño, el elemento afectado (en algunos casos diferenciando por material de construcción) y la intensidad del daño son las siguientes:

TABLA: NIVEL DE GRAVEDAD del catálogo de daños DAÑO	Nmax	INTENSIDAD DEL DAÑO			
		1	2	3	4
1. TERRENO CIRCUNDANTE					
1.1. Terraplenes de acceso					
Hundimiento / Deslizamiento	4	N1	N2	N3	N4
Erosión / Cárcavas	4	N1	N2	N3	N4
Rotura / Fisura / Pérdida de piezas / Deterioro del encachado	2	N1	N2	N2	N2
1.2. Cauce					
Descalce / Socavación	4	N1	N2	N3	N4
Rotura / Deterioro de protecciones	2	N1	N2	N2	N2
Erosión de las márgenes	2	N1	N2	N2	N2
Aterramiento del vano	3	N1	N2	N3	N3
2. ESTRIBO					
Estribo Fábrica (incluye hormigón en masa)					
Fisuras / Grietas	4	N1	N2	N3	N4
Grietas de asentamiento diferencial estribo y Muro de acompañamiento-Aletas	2	N1	N2	N2	N2
Descuelgue, desconfiguración del aparejo o pérdida de piezas	4	N1	N2	N3	N4
Deformaciones / Abombamientos / Desplome	4	N1	N2	N3	N4
Asientos / Movimientos / Giros	4	N1	N2	N3	N4
Descalce / Socavación	4	N1	N2	N3	N4
Humedades, pátinas, costras o eflorescencias	2	N1	N2	N2	N2
Vegetación enraizada arbórea	3	N1	N2	N3	N3
Vegetación enraizada herbácea, musgos o líquenes	2	N1	N2	N2	N2
Degradación superficial	3	N1	N2	N3	N3

Figura 2. Ejemplo de matriz de nivel de gravedad para terraplenes de acceso, cauce y estribo de hormigón en masa. (Fuente “Norma Adif Plataforma. Inspección básica de puentes de ferrocarril” NAP 2-4-0.0) [7]

TABLA 4.

Extracto de la tabla general incluida en el documento “Criterios generales de mantenimiento preventivo de la especialidad de infraestructura y vía” [1] para el caso de la inspección básica de puentes.

ORIGEN DE LA ACTIVIDAD SEGÚN ESTADO	CONSISTENCIA SEGÚN ESTADO	ACTUACIÓN	EN CASO DE INCUMPLIMIENTO
Por evolución de un daño detectado en una IB	Si algún defecto de categoría 3 asciende a N3, verificado por la Jefatura de Puentes y según la instrucción IT-301-001-30 y la norma NAP 2-4-0.0 Inspección básica de puentes de ferrocarril	IP en un plazo inferior a 2 años tras la fecha de ejecución de la IB, si no está ya programada en un plazo inferior	Reanálisis de las IB por parte de la Jefatura de Puentes confirmando que no existe evolución.
	Si algún defecto de categoría 4 asciende a N3, verificado por la Jefatura de Puentes, según la instrucción IT-301-001-30 y la norma NAP 2-4-0.0 Inspección básica de puentes de ferrocarril	Realizar una IP en un plazo inferior a 1 año tras la fecha de ejecución de la IB, si no está ya programada en un plazo inferior	Reanálisis de las IB por parte de la Jefatura de Puentes confirmando que no existe evolución, y visita de un técnico experto que confirme in situ la evolución del daño en concreto.
	Si algún defecto alcanza el N4, verificado por la Jefatura de Puentes, según la instrucción IT-301-001-30 y la norma NAP 2-4-0.0 Inspección básica de puentes de ferrocarril	IP en un plazo inferior a 3 meses tras la fecha de ejecución de la IB, si no está ya programada en un plazo inferior. Implantación de restricciones por parte de la Jefatura o Jefatura de Área de Mantenimiento.	Visita de un técnico experto que confirme in situ la gravedad del daño y las restricciones implantadas.

“Índice de estado de un elemento según IB” que resulta ser el nivel de gravedad más alto de los defectos de un determinado elemento según la valoración de la inspección básica. Por último, se obtiene el “índice de estado del activo según IB” que es el nivel de gravedad más alto de los daños detectados en el activo durante la realización de la inspección básica.

El resultado de la inspección básica no solo dependerá del índice de estado del activo, sino que también dependerá de la evolución de los niveles de gravedad de los defectos detectados respecto a la anterior inspección básica, según los criterios establecidos en el documento “Criterios generales de mantenimiento preventivo de la especialidad de infraestructura y vía”.

Como consecuencia de esta valoración se propone una determinada actuación que generalmente suele ser la realización de una inspección principal en un plazo determinado, una vez que haya sido verificada la inspección por la Jefatura de Puentes, aunque en los casos más extremos puede desembocar directamente en la implantación de restricciones al tráfico como medida más inmediata.

Con el desarrollo de estos nuevos documentos que regulan las inspecciones se consigue una homogeneidad en la evaluación y análisis de las estructuras tanto desde las inspecciones básicas como desde las inspecciones principales.

Por otra parte se están desarrollando los documentos para establecer los requerimientos mínimos que se deben exigir en el diseño y ejecución de las pruebas de carga que se exigen a los puentes ferroviarios, en cumplimiento de la ITPF-05 [1]. Estos requerimientos son de aplicación tanto en obra nueva, con el doble objetivo de verificar la adecuada concepción y ejecución y caracterizar adecuadamente el puente de forma que facilite su óptima explotación, como en los puentes en servicio, de cara a ampliar el conocimiento de su estado estructural.

Los criterios se establecen nuevamente en el documento “Criterios generales de mantenimiento preventivo de la especialidad de infraestructura y vía” [11] dependiendo de los ma-

teriales y de la luz máxima de los vanos de la estructura.

Se está trabajando también en la redacción de documentos normativos para unificar las inspecciones de cauce, utilizando las metodologías desarrolladas para este tipo de inspecciones en años anteriores.

Aún así, cabe señalar que el desarrollo y la mejora constante del mantenimiento de los puentes no solo se fundamenta en organizar y homogeneizar las inspecciones de las estructuras en sus diferentes facetas (inspecciones visuales, pruebas de carga, inspecciones de cauce, ...), sino que también hay que destacar el empleo de nuevas tecnologías y desarrollos puestos a disposición del control y gestión de las estructuras.

4. NUEVOS SISTEMAS IMPLEMENTADOS PARA EL CONTROL Y MANTENIMIENTO

Si bien la metodología de vigilancia basada en las inspecciones visuales ha sido suficiente a lo largo de estos 100 últimos años, parece que ha llegado el momento en el que convendría actualizarla. No decimos esto únicamente por el tiempo pasado, sino especialmente por los cambios acaecidos en los últimos 30 años. Hay dos aspectos fundamentales que han cambiado sustancialmente: por un lado, el significativo cambio en las características de los puentes que son objeto de la vigilancia, y por otro los nuevos medios y las técnicas de vigilancia desarrollados en los últimos años.

Como evidencia del cambio de las características de los puentes cabe señalar que la longitud media de las estructuras se ha duplicado pasando de los 50 a los 100 metros. Además antiguamente el porcentaje de los puentes con luz máxima superior a 25 metros era del 25%, en los más modernos esta proporción asciende al 55%. Pero tan importante como el signifi-

cativo “crecimiento” de los puentes es el cambio en la filosofía del diseño de los mismos. En los antiguos podemos decir que se imponía una filosofía más ferroviaria en su diseño, en la que se buscaba minimizar la aficción de la presencia del puente a la vía, recurriendo por lo general a puentes isostáticos en la que la compatibilidad de movimientos superestructura-estructura se va repartiendo en cada uno de los vanos. En los puentes construidos en los últimos 30 años se ha impuesto una filosofía estructuralista en su diseño, en la que buscando un ahorro en la construcción de los grandes viaductos, se ha recurrido con frecuencia a la ejecución de largas vigas continuas hiperestáticas, en las que la compatibilidad de movimiento estructura-superestructura se concentra en los extremos de estas vigas continuas. Queda claro, por tanto, que los nuevos puentes a mantener son, no solo más grandes, sino más complejos, en especial en la compatibilidad vía – estructura.

TABLA 5.
Comparativa de las luces máximas de vano entre los puentes anteriores y los posteriores al año 1990. (Fuente: Elaboración propia)

Porcentaje de puentes de ffcc	Luz máxima de vano (m)		
	[10 a 25]	[25 a 50]	>50
Anterior a los 90	75%	22%	3%
Posteriores a los 90	45%	44%	11%

En cuanto a los medios y técnicas de vigilancia se ha producido, y se sigue produciendo, un enorme avance tecnológico.

Este avance tecnológico de los instrumentos de auscultación y de las comunicaciones ha ido aparejado a un descenso de sus costes de adquisición y explotación, lo que hace viable su uso común en la vigilancia de estructuras, e incluso bajo

ciertas circunstancias (estructuras no accesibles, etc.) mucho más económicas que las inspecciones visuales. Este aspecto resulta fundamental y deberá tenerse en cuenta en la redacción de futuras instrucciones de manera que se permita que la monitorización de las estructuras supla las inspecciones visuales.

Aún más revolucionario que el avance descrito en la instrumentación será el uso de nuevas técnicas de vigilancia basadas en el análisis de la información recogida, lo que permitirá poder conocer, con anterioridad a que se revelen visualmente, anomalías o deficiencias del estado estructural del puente. Esta mejora redundará en un aumento de la fiabilidad de la estructura y en un mantenimiento más eficiente.

De forma similar a cómo en medicina se hacen campañas específicas de vigilancia de la salud a sectores particulares de la población, en los puentes se deberán hacer planes de vigilancia adaptados a sus particularidades o a las de sus elementos; decimos en estos casos que presentan un programa de mantenimiento *ad hoc*. Así, algunas situaciones para las que se debería realizar una vigilancia especial, distinta o complementaria a las inspecciones visuales, son:

- Estructuras o elementos estructurales con gran dificultad de acceso.
- Elementos de alta singularidad o responsabilidad estructural:
 - o Apoyos, aparatos de dilatación de grandes viaductos.
 - o Pilas con cimentaciones sensibles a los efectos de la socavación.
 - o Tirantes.
- Estructuras singulares o factores críticos que pudiesen afectar a la capacidad estructural.
- Evolución de la capacidad anticorrosión.
- Estructuras con actuaciones o reparaciones singulares cuya evolución deba ser controlada.

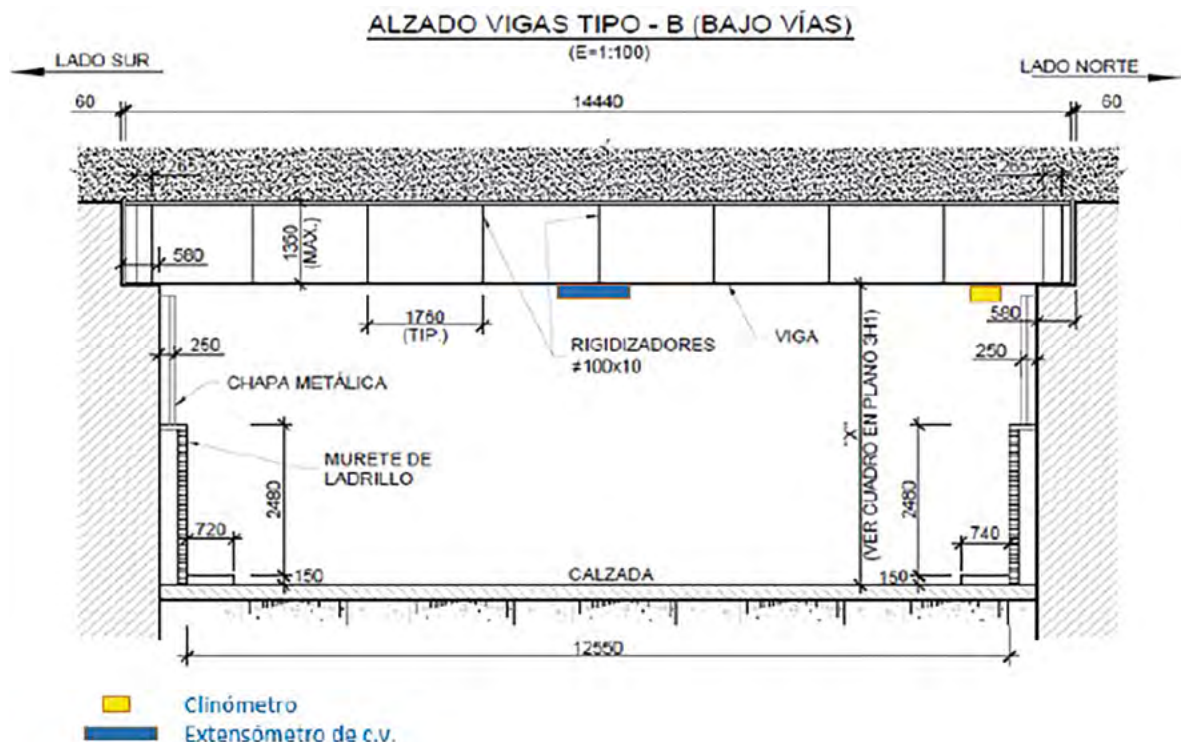


Figura 3. Ubicación de clinómetros y extensómetros de cuerda vibrante en estructura tipo de cubrición de calle bajo vías. (Fuente: Adif)



Figura 4. Vista general del viaducto de Almonte. (Fuente: Adif).

Existen determinadas estructuras que debido a su ubicación y funcionalidad presentan una grandísima dificultad para ser inspeccionadas de forma visual con la periodicidad requerida por las instrucciones técnicas y los criterios generales de mantenimiento. Es por ello por lo que deben disponerse otro tipo de sistemas para controlar las estructuras; un claro ejemplo serían las estructuras enterradas salvando otras infraestructuras en las que los sistemas de protección frente al fuego dificultan la inspección visual. En estas situaciones se hace recomendable, o incluso necesario, el uso de otros sistemas de vigilancia que nos faciliten información del estado estructural sin necesidad de descubrirlas debido a los elevadísimos costes económicos y de afección a los servicios públicos que esto conlleva.

Un ejemplo, de sistema equivalente a la vigilancia visual de este tipo de estructuras podría ser la disposición de extensómetros de cuerda vibrante y clinómetros para controlar el comportamiento de las mismas; deformaciones y giros. Esta información se transmite a la estación de adquisición de datos para su análisis posterior.

El control y vigilancia de estructuras singulares, así como de factores críticos que pudiesen afectar al comportamiento estructural, requieren de un seguimiento específico o incluso monitorización en remoto para conocer la evolución de su comportamiento. Una herramienta que sin duda en el futuro será de uso habitual es la del análisis modal del puente, cuyo objetivo es determinar los parámetros modales: las frecuencias naturales, los modos de vibración y las tasas de amortiguamiento asociados. La obtención de estos parámetros se realiza mediante el uso de técnicas de análisis de señal. Gracias al estudio de la evolución de estos parámetros podremos conocer el estado general del puente, así como identificar, con anterioridad a que sean visibles, daños que puedan afectar a la capacidad estructural.

Los métodos basados en el análisis modal se clasifican por el tipo de excitación que se utiliza en el ensayo. Si el ensayo

se realiza con excitaciones artificiales controladas se denomina análisis modal experimental (EMA por sus siglas en inglés) y si el ensayo se realiza bajo excitaciones naturales se denomina análisis modal operacional (OMA por sus siglas en inglés), existe un tercer método disponible basado en la combinación de ambos, el Análisis Modal Operacional con entradas exógenas (OMAX).

Este es el caso, entre otros, del viaducto de Almonte, ubicado en la línea de alta velocidad Madrid-Extremadura-frontera portuguesa. Durante el proceso de construcción del viaducto se monitorizó la estructura a través de una instrumentación con medición continua que incluía clinómetros, acelerómetros, galgas extensométricas, células de carga, medidas topográficas automatizadas y medidas meteorológicas de viento y temperatura. El registro de todos estos valores permitía detectar desplazamientos o cambios en las frecuencias de vibración de la estructura que alertaría de cualquier cambio o anomalía en el comportamiento de la misma.

En la actualidad, a partir de esta instrumentación ya instalada, se va a dotar al viaducto de un sistema de monitorización en remoto; con ello se podrá evaluar su comportamiento evolutivo y cumplir los criterios de funcionalidad, seguridad y confort de los usuarios durante su vida útil.

La supervisión de la estructura llevada a cabo dentro del contrato de "Asistencia para el control de las obras" permitió durante los años de construcción, perfeccionar y calibrar los modelos de cálculo avanzado con los datos reales registrados, hasta obtener un "gemelo digital" de la estructura. Este gemelo digital es altamente sofisticado, pues responde al comportamiento real del viaducto enlazándolo de forma biunívoca con la monitorización. Todo ello permitirá en fase de explotación detectar con antelación suficiente las posibles patologías que puedan aparecer, resultando un mantenimiento preventivo más eficiente que el realizado a través de inspecciones convencionales.

Durante todo este tiempo, el control de los parámetros reales ha permitido verificar el comportamiento sucesivo de la estructura. Incluso con eventos acaecidos de carácter extraordinario, se ha podido contrastar el correcto comportamiento del viaducto con respecto al comportamiento teórico obtenido del gemelo digital. Una vinculación que se ha demostrado esencial.

De igual forma, otros puentes, debido a los procesos sufridos durante su ejecución o durante la explotación de los mismos, requieren de sistemas de auscultación geotécnica y estructural que controle movimientos, giros y extensometría en los diferentes elementos constitutivos. Este es el caso del viaducto de “Pont Candí” perteneciente a la línea de alta velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera francesa.



Figura 5. Vista general del viaducto de Pont Candí (Fuente: Adif).

En este caso se instalaron cerca de 400 dispositivos con el fin de controlar el terreno de cimentación, el cuerpo del relleno, el drenaje y las estructuras de bloqueo de pilas ejecutadas con posterioridad a la construcción. Además, se dispuso de una amplia red de nivelación que ha servido para controlar el terreno circundante y la propia estructura.

Otro aspecto que siempre ha preocupado a los gestores de infraestructuras es la detección precoz de los fenómenos de socavación. Este tipo de fenómenos en muchas ocasiones no son detectables a simple vista y requieren de la realización de inspecciones subacuáticas cuando la inspección del cauce así lo aconseja. En este sentido, Adif, está colaborando actualmente con la empresa constructora Tecsca y la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) para el desarrollo de un sistema de monitorización de detección de la socavación en época temprana.

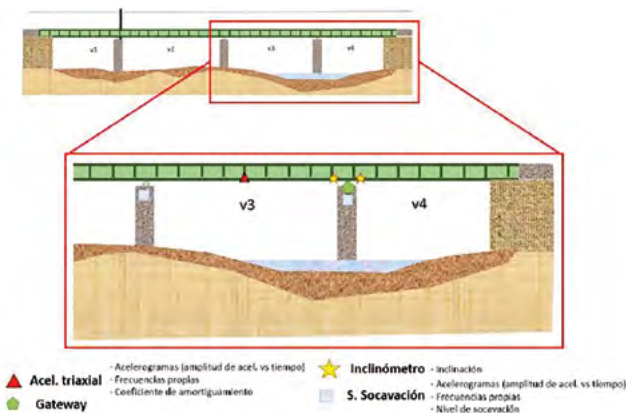


Figura 6. Esquema de distribución de equipos. (Fuente: Tecsca-UPV).



Figura 7. Vista general de equipos instalados en pilas del tramo metálico sobre el río Leza PK 065/097 línea Castejón-Bilbao. (Fuente: Tecsca-UPV).

Otro avance técnico que destacar en la realización de las inspecciones principales es el empleo de los drones como medio auxiliar. En los últimos años se ha empezado a utilizar los drones para trabajos civiles, y en el caso de las estructuras se han consolidado como un medio fundamental para realizar levantamientos geométricos, obtener modelos 3D de alta resolución para su uso en la redacción de proyectos o como herramienta sustitutiva de los medios auxiliares necesarios para llegar a todos los elementos del puente durante su inspección principal.

Desde el año 2019 ADIF está participando, junto con otras 10 administraciones ferroviarias europeas, en el proyecto DRONE4RAIL de la UIC (Union Internationale des Chemins de Fer) con objeto de definir una metodología y unos criterios para optimizar las inspecciones no intrusivas de los elementos de la infraestructura realizadas con drones. Este proyecto está alineado con la Rail Technical Strategy Europe (RTSE) [12], y actualmente se está redactando el documento que definirá los protocolos comunes y servirá de guía para los administradores ferroviarios.

El empleo de los drones ya es una realidad tanto para las inspecciones principales como para la redacción de proyectos debido a su versatilidad y rapidez. Uno de los ejemplos más recientes lo encontramos en el proyecto de rehabilitación del viaducto de “Martín Gil”, situado en el PK 23/043 de la línea Zamora – A Coruña.

A la hora de afrontar la rehabilitación de este puente tan singular y emblemático, que fue récord del mundo de arco de hormigón en el momento de su construcción, se ha planteado la utilización de los drones como apoyo para poder realizar una definición completa del estado de esta estructura.

Se ha recurrido a esta herramienta que no solo permite acercar el ojo del inspector al puente, sin necesidad de otro tipo de estructuras auxiliares más costosas para poder evaluar los daños y patologías que presenta, sino que además permite realizar un levantamiento detallado de la estructura que resulta fundamental para poder definir con precisión las unidades de obra del proyecto de mejora.

El futuro y el rápido desarrollo de la tecnología aplicada a los drones no nos deja de sorprender; por ejemplo, recientemente se han realizado pruebas para inspección en remoto en tiempo real de puentes ferroviarios utilizando la tecnología 5G para comprobar la capacidad de transmisión de la información.



Figura 8. Vista general desde el dron del viaducto Martín Gil situado en el PK 23/043 de la Línea Zamora - A Coruña. (Fuente: Ineco).

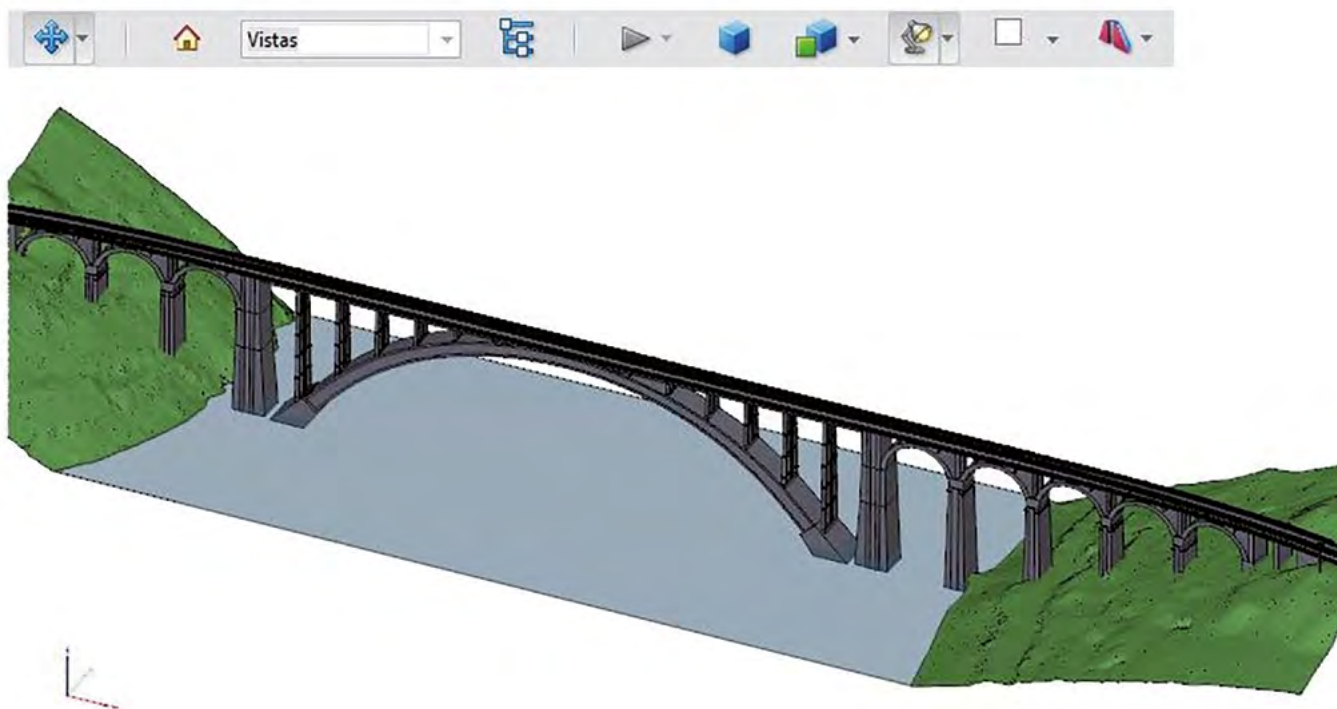


Figura 9. Modelo digital obtenido a través de los datos tomados con el vuelo del dron del viaducto Martín Gil. (Fuente: Ineco).



Figura 10. Vista general y de detalle de la zona de la clave del arco central del viaducto Martín Gil. (Fuente: Ineco).

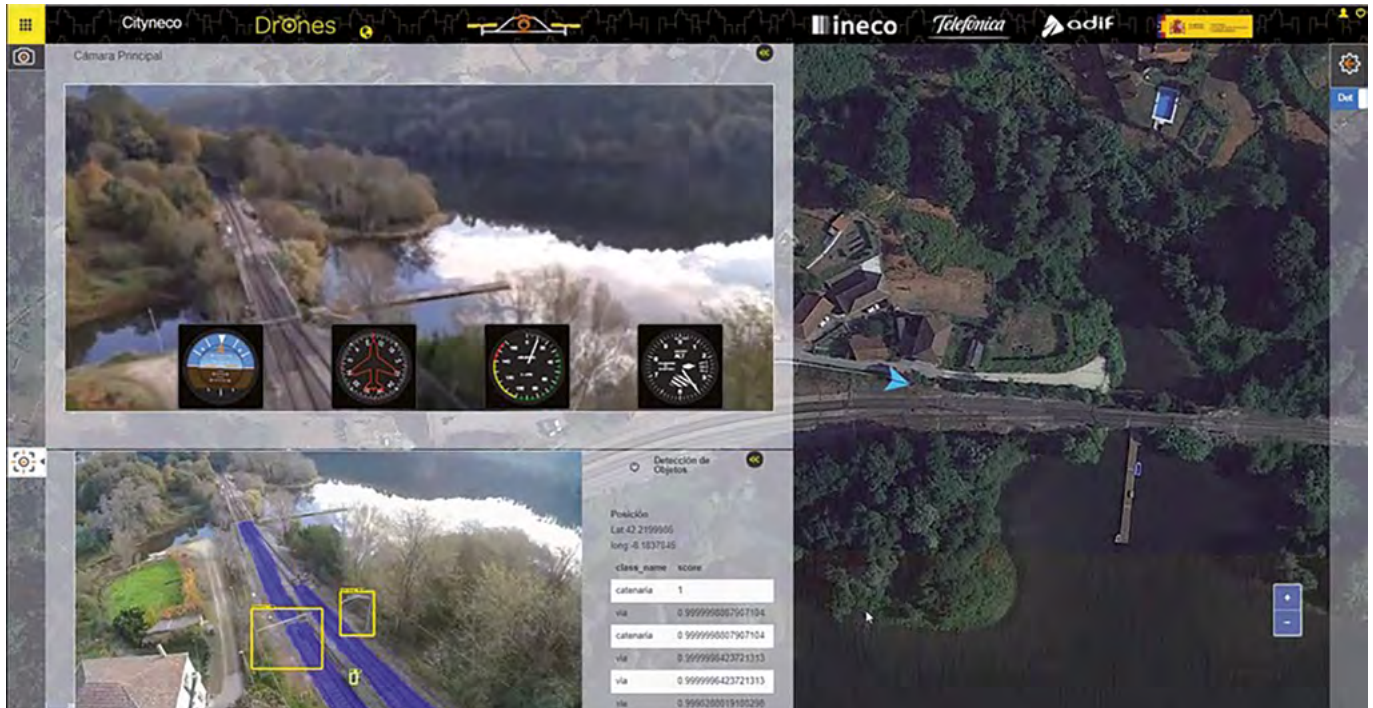


Figura 11. Vista del vuelo de prueba realizado con la colaboración de las empresas Telefónica, Huawei, Ineco y Adif.

La implantación de esta tecnología permitirá la inspección a distancia en tiempo real, pudiéndose incluso pilotar el dron desde un puesto remoto.

5. CONCLUSIONES

Se ha realizado un breve recorrido histórico en lo referente a las normativas de puentes ferroviarios, desde el punto de vista de los aspectos relativos al mantenimiento y conservación de las estructuras, llegando hasta la situación actual. Se ha analizado con detalle el caso de las inspecciones básicas para comprender la necesidad de homogeneizar y estructurar este tipo de inspecciones, a fin de obtener resultados útiles para los gestores de las infraestructuras.

Se ha destacado la necesidad de extender la vigilancia de los puentes ferroviarios más allá de las inspecciones de carácter visual, haciendo uso de las nuevas tecnologías en materia de auscultación y monitorización de estructuras. Todo ello, nos conduciría a la necesidad de actualizar el marco normativo vigente, con la difícil tarea de aunar una regulación detallada de las actividades de vigilancia del estado estructural de los puentes ferroviarios y que esta sea compatible con la innovación y el desarrollo de nuevas técnicas y metodologías, de forma que se puedan garantizar los niveles de seguridad exigidos por la sociedad actual, optimizando económicamente los recursos disponibles.

Referencias

- [1] Agencia Estatal Boletín Oficial del Estado (2005) Orden FOM/1951/2005 del 10 junio de 2005 por la que se aprueba la Instrucción sobre las Inspecciones Técnicas en los Puentes de Ferrocarril (ITPF-05).
- [2] Consejo de Obras Públicas (1902) Instrucción para redactar los proyectos de puentes metálicos. Publicado en la Gaceta de Madrid – Num. 156 de 5 de junio de 1902.
- [3] Consejo de Obras Públicas (1925) Instrucción para la redacción de proyectos de tramos metálicos. Publicado en la Gaceta de Madrid – Num. 297 de 24 de octubre de 1925.
- [4] Agencia Estatal Boletín Oficial del Estado (1956) Orden de 17 de julio de 1956 por la que se aprueba la nueva Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado. Publicado en el Boletín Oficial del Estado del 21 de agosto de 1956.
- [5] Ministerio de Obras Públicas (1975) Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Aprobada por la Orden ministerial de 25 de junio de 1975.
- [6] Comisión Europea (2014) Reglamento (UE) N° 1299/2014 de la Comisión de 18 de noviembre de 2014 relativo a las especificaciones técnicas de interoperabilidad del subsistema «infraestructura» en el sistema ferroviario de la Unión Europea.
- [7] Adif (2020) NAP 2-4-0.0_1E Norma Adif Plataforma. Inspección básica de puentes de ferrocarril. Aprobada en el comité de normativa del 29 de enero de 2020.
- [8] Adif (2020) NAP 2-4-1.0 Norma Adif Plataforma Inspección principal de puentes de ferrocarril. Aprobada en el comité de normativa del 22/07/2020.
- [9] Adif (2021) NAP 2-4-2.0 Norma Adif Plataforma Prueba de carga de puentes de ferrocarril (PC). Aprobada en el comité de normativa del 22/01/2021.
- [10] Adif (2021) NAP 2-4-1.4 Norma Adif Plataforma Inspección principal de pasos superiores. Aprobada en el comité de normativa del 22/01/2021.
- [11] Adif (2020) Criterios generales de mantenimiento preventivo de la especialidad de infraestructura y vía.
- [12] European Railway Operating Community (2014) Rail Technical Strategy Europe (RTSE). January 2014. ISBN: 978-2-7461-2269-7.

VIII CONGRESO DE

ACHE

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

| SANTANDER

Inspección y rehabilitación de puentes atirantados en la red de carreteras del estado

Inspection and Rehabilitation of Cable-Stayed Bridges in the State Highway Network

Álvaro Navareño Rojo^a, Emilio Criado Morán^b

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Subdirector General de Conservación,
Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.

^b Ingeniero de Materiales, Jefe de Servicio, Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana

Recibido el 14 de octubre de 2020; aceptado el 19 de febrero de 2021

RESUMEN

En este artículo se describe la experiencia de los últimos años en la inspección y la ejecución de obras de rehabilitación de puentes atirantados pertenecientes a la Red de Carreteras del Estado (RCE), que gestiona directamente la Dirección General de Carreteras (DGC) dependiente del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (MITMA).

Durante los últimos años la Dirección General de Carreteras ha promovido la realización de numerosas inspecciones de puentes en su red de carreteras. Gracias a estas inspecciones se han podido detectar deterioros significativos en cuatro de sus puentes atirantados más antiguos: el puente de Amposta, el puente de Fernando Reig en Alcoy, el puente del Centenario en Sevilla y el Puente Internacional sobre el río Guadiana, en Ayamonte. Esta detección precoz ha permitido realizar o proyectar en dichas estructuras las actuaciones de rehabilitación y sustitución de tirantes necesarias para garantizar la seguridad de los usuarios.

Por lo tanto, es necesario destacar la importancia de realizar inspecciones especiales en los puentes atirantados construidos en España, ya que algunos de ellos van alcanzando sus primeros 30-40 años de vida útil, y poder detectar la necesidad de reemplazar o sustituir algunos de sus elementos más vulnerables, como puede ser el sistema de atirantamiento.

PALABRAS CLAVE: Sistema de atirantamiento, inspección de puentes, vida útil, conservación, sustitución.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

This article describes the experience of recent years in the inspection and the rehabilitation on cable-stayed bridges belonging to the State Roads Network, which is directly managed by the General Directorate of Roads under the Ministry of Transport.

In recent years, the General Directorate of Roads has promoted the performance of numerous inspections of bridges in its road network. Thanks to these inspections, it was possible to detect significant deterioration in four of its oldest cable-stayed bridges: the Amposta bridge, the Fernando Reig bridge, in Alcoy, the Centenario bridge in Seville and the international bridge over the Guadiana river, in Ayamonte. This early detection has made it possible to carry out or project, in said structures, the actions of rehabilitation and replacement of cable stay necessary to guarantee the safety of users.

Therefore, it is necessary to highlight the importance of carrying out special inspections on cable-stayed bridges built in Spain, as some of them are reaching their first 30-40 years of service life; in order to detect the need to replace or substitute some of its most vulnerable elements, such as the cable stay system.

KEYWORDS: Cable-stayed system, bridges inspection, life cycle, maintenance, replacement.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: anavareno@mitma.es (Álvaro Navareño Rojo).



Figura 1. Inspección especial, octubre de 2020, del atirantamiento del puente de Colindres en la A-8.

1. INTRODUCCIÓN

En el S. XIX, en España, pudieron verse ejemplos de puentes colgantes-atirantados importantes. Tal es el caso del famoso puente “colgante” de Mengibar (Jaén), sobre el río Guadalquivir, inaugurado en 1843 y que prestó servicio durante 87 años, hasta 1930-32, fecha en que fue sustituido por otro de distinta tipología. Posteriormente, ya en el siglo XX, se construyó el soberbio puente “colgante” de Amposta de 1921, aún en servicio y que luego citaremos; pero no fue hasta la segunda mitad del siglo pasado cuando la construcción de puentes de esta tipología experimentó un gran desarrollo. En la década de los años 50 se construyeron las primeras autopistas en España. La primera fue la Madrid-Barajas en 1952, para dar respuesta al extraordinario incremento del parque de automóviles y camiones. Entre 1950 y 1970 el número de turismos se multiplicó casi por 20 [1].

Este hecho propició la construcción de importantes puentes de carretera, que junto al desarrollo de nuevas técnicas constructivas y al mejor conocimiento del comportamiento de los materiales permitió construir puentes singulares con luces muy superiores a las de las épocas previas. Destacan entre ellos los puentes atirantados, con técnicas similares a la actual, que recogían los sistemas de pretensado desarrollados a lo largo del siglo XX. El primer puente en España de este tipo es el de Sancho el Mayor, en Castejón, en la AP-15, de 1978 [2]. El siguiente es el puente de Rande, en Vigo, en la AP-9, también de 1978, y el tercero en antigüedad el del Ingeniero Carlos Fernández Casado sobre el embalse de Barrios de Luna (León), en la AP-66, de 1983. Los tres están gestionados por sociedades concesionarias de peaje.

En España dentro de la RCE no concesionada, se puede encontrar con esta tipología: el puente de Amposta (“colgante-atirantado”, en la N-340a), el puente de Alcoy (en la N-340), el puente del Centenario (en la SE-30), el puente in-

ternacional sobre el Guadiana (en la A-49), el puente de Colindres (en la A-8) (figura 1) el puente sobre el Iregua (en la LO-20) y el reciente puente de la Constitución de 1812 (en la CA-35). Además de tres pasarelas peatonales situadas sobre la M-40 y M-11 en Madrid, y sobre la A-68 en Zaragoza.

La mayoría de estos puentes supusieron un hito en el momento de su construcción, y por ello se disponen de una extensa bibliografía sobre la etapa inicial de cada obra. Pero donde existe un cierto vacío, aunque en los últimos años se ha paliado un poco, es en el conocimiento de lo que sucede con la estructura una vez construida.

Se puede afirmar que la sustitución de los cables en los puentes atirantados supone un reto técnico de primer orden. Ya se pueden encontrar en la bibliografía algunas experiencias publicadas sobre actuaciones de este tipo en diferentes partes del mundo.

Por este motivo, uno de los objetivos de este artículo es describir brevemente la experiencia de la Dirección General de Carreteras en la conservación de este tipo de estructuras, tanto en su inspección como en la rehabilitación, ya que al tratarse de una tarea compleja, heterogénea y poco amparada por las regulaciones existentes, las experiencias propias y ajenas suponen una gran ayuda.

2. PLANIFICACIÓN DEL MANTENIMIENTO

Si nos remitimos, en una primera aproximación, al denominado concepto de “vida útil” de una estructura encontraremos el documento contenido en el “Eurocódigo EN-1990. Bases de cálculo de estructuras” [3] que establece la duración correspondiente a cada tipo estructural de referencia, tal como se indica en la tabla 1:

TABLA 1.
Vida útil de las estructuras según Eurocódigo EN-1990 [3]

VIDA ÚTIL DE CÁLCULO INDICATIVA		
Categoría de vida útil de cálculo	Vida útil de cálculo indicativa	ejemplos
1	10	Estructuras temporales (1)
2	10 a 50	Partes de estructuras reemplazables. Por ejemplo: vigas de rodadura, o aparatos de apoyo
3	15 a 30	Estructuras agrícolas o similares
4	50	Estructuras de edificios y otras estructuras comunes
5	100	Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil

(1) estructuras o partes de estructuras que puedan desmontarse con la intención de volver a usarse no deberían considerarse como estructuras temporales.

Por otro lado, en la Instrucción de hormigón estructural “EHE-08” [4] se dedica un capítulo al mantenimiento de las estructuras previendo, en su Art. 103º que *el autor del proyecto redacte un Plan de Mantenimiento específico*, que constituirá un documento más del proyecto de la estructura en cuestión. Además de esto la EAE-10 [5] también recoge un capítulo dedicado al mantenimiento, indicando en su artículo 93 la obligatoriedad de incorporar un “plan de inspección y mantenimiento” en el proyecto de estructuras de clase 4 o 3.

Quiere decir esto que las estructuras modernas, en concreto los puentes, se conciben para prestar un servicio limitado en el tiempo. Probablemente esto es así por el nivel tan avanzado de conocimientos que se tiene hoy en día, y la necesidad de optimización de los recursos disponibles, que siempre son limitados. Esto choca de pleno con la concepción de las estructuras en la antigüedad. Como por ejemplo ejemplo, la que tenía *Caius Iulius Lacer*, constructor del puente de Alcántara, y que señaló sobre el mismo: “*Pontem perpetui mansurum in saecula mundi*” (el puente, destinado a durar por siempre en los siglos del mundo).

Esta ambición no se debe trasladar a los puentes contemporáneos y por este motivo, tal como recoge la normativa vigente, resulta tan importante la realización de inspecciones en las estructuras que permitan detectar deterioros o anomalías para que puedan subsanarse, lo antes posible, mediante las actuaciones de mantenimiento y rehabilitación.

Sin embargo, prácticamente todos los puentes construidos previamente a la entrada en vigor de las citadas regulaciones no disponen de plan de mantenimiento. De hecho, de los puentes que nos atañen en este artículo únicamente el puente de la Constitución de 1812 dispone realmente del mismo (aunque también existe un borrador de plan de mantenimiento del puente del Centenario de primeros del 2000).

Ante esta situación, son los propietarios de la infraestructura los que tienen que señalar las directrices de las actuaciones de conservación. Estas directrices suelen ser comunes para todos los puentes de la red gestionada, variando ligeramente en función de tamaños o tipologías, y cubren las necesidades de la gran mayoría de los puentes. Sin embargo, para los puentes atirantados son insuficientes y es necesario hacer inspecciones con mayor nivel de detalle.

3. INSPECCIONES DE PUENTES ATIRANTADOS

Las inspecciones de puentes se pueden dividir en tres niveles.

Un primer nivel compuesto por inspecciones visuales llevadas a cabo por los equipos de conservación ordinaria que vigilan diariamente la carretera en la que se sitúa la estructura (básicas).

Un segundo nivel en el que estas inspecciones son realizadas por ingenieros especialistas con cierta frecuencia, aproximadamente cada 5 años (principales). En este ámbito, la aparición de los llamados “drones” proporciona una importante economía de costes en la inspección, a la vez que abre un mundo de posibilidades para desarrollar una inspección completa.

En general estas inspecciones, en los puentes atirantados, son válidas para al tablero y los pilonos, donde pueden ser representativas. Sin embargo, no aportan suficiente información del sistema de atirantamiento, característico de este tipo de obras.

Por ello, es necesario un tercer nivel formado por inspecciones especiales mediante medios auxiliares y ensayos de caracterización. Si bien en puentes convencionales las inspecciones especiales pueden no ser necesarias (si no presentan patologías asociadas), en los puentes atirantados son obligadas para poder conocer el estado del sistema de atirantamiento, como hemos citado. La periodicidad de dichas inspecciones, para puentes atirantados, puede variar generalmente según los distintos elementos del puente, entre los 5 y los 10 años, según se detalla en el apartado 6 de este artículo.

Por otro lado, hay que destacar también las posibilidades, dentro del proceso de digitalización de la sociedad en el que vivimos, de la monitorización en continuo de algunos de los parámetros estructurales del puente. Este aspecto es muy importante para tener un control de muchos elementos y poder obtener el comportamiento global, en este tipo de obras tan singulares.

4. INSPECCIONES ESPECIALES

Dada la especial importancia que tienen las inspecciones especiales en los puentes atirantados, especialmente en el sistema de atirantamiento, a continuación se describirán las consideraciones que hay que tener en cuenta a la hora de inspeccionar estos elementos.

Los puntos principales del sistema a comprobar en cualquier inspección son [6]:

- Anclajes de los tirantes en el tablero y en los pilonos.
- Dispositivos amortiguadores.
- Longitud libre de tirantes.

4.1. Anclaje de tirantes en el tablero o pilonos.

Los anclajes son unos de los puntos más críticos de estas estructuras. Las principales inspecciones a realizar en los mismos son las siguientes:

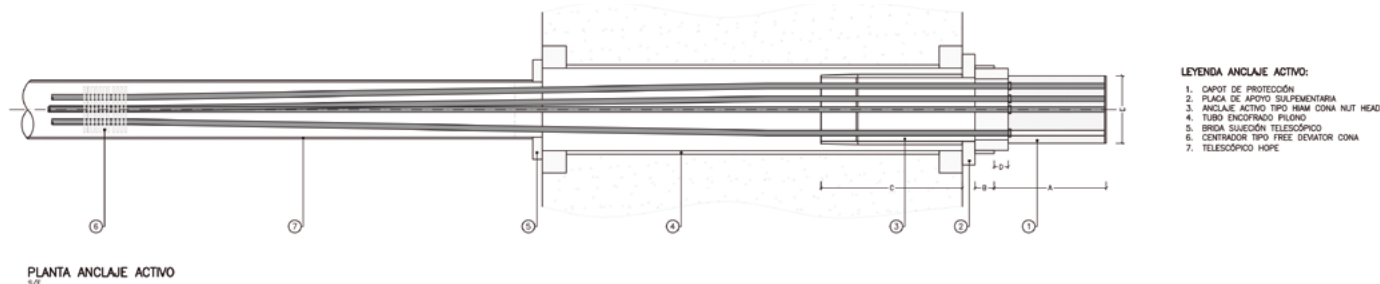


Figura 2. Croquis de anclaje pasivo.

- a) *Inspección exterior del anclaje:* Consiste en llevar a cabo la inspección visual, con personal no especializado, en la que se examinan los componentes exteriores del anclaje: capot, tubo de regulación o placa de apoyo, y tuerca, comprobando la protección anticorrosiva, tornillos, drenaje y cualquier signo de fuga de cera. Si se observa un daño o abolladura en la cara externa del capot, es necesaria una inspección interna. Una vez finalizada, según el tipo de anclaje se pulveriza una película de grasa mineral sólida o una emulsión de cera sobre las roscas a vista.
- b) *Inspección interior del anclaje:* En esta inspección, con personal especializado, se comprueba el relleno de cera, la protección anticorrosiva del capot, el anclaje y la condición de los cordones y de las cuñas. Para esto último, si es necesario, se retira la cera de algunos cordones periféricos (% superiores y % inferiores). Después de la inspección es necesario rellenar de cera por gravedad y pulverizar una película de grasa mineral sólida o una emulsión de cera sobre las roscas a vista. También se debe recomponer el nivel de protección de los elementos (pintura, sustitución de tornillería dañada, sellados y juntas).
- c) *Inspección simplificada de los tubos de acero y placas inferiores (o zonas de salida de tirantes en pilonos desde el exterior):* Esta es una inspección sencilla y visual que puede llevarse a cabo por un equipo no especializado. Se examina la placa de apoyo, el cajón de anclaje, el tubo guía y el tubo antivandálico de acero galvanizado. Los principales aspectos a chequear son la protección anticorrosiva, presencia de los tornillos, estado de la galvanización o pintura, posibles daños en la soldadura (fisuras) y drenaje del tubo inferior. También es necesario verificar el estado de la junta de cubrición de la unión entre vaina y tubo antivandálico (en anclaje de tablero).
- d) *Inspección detallada de los tubos (o zona exterior de pilono):* Es una inspección acompañada de unas tareas de mantenimiento preventivo que deberá llevarse a cabo por un equipo especializado. Tiene por objeto, además de todas las tareas descritas en el apartado anterior, verificar el par de apriete de los tornillos y recomponer el nivel de protección de los elementos (pintura, sustitución de tornillería dañada, sellados y juntas). O bien, en el caso de anclaje del pilono, revisión de los elementos menos accesibles del pilono mediante medios auxiliares que permitan acceder a ellos para poder observar de cerca su estado.

4.2. Dispositivos amortiguadores (externos al tirante o internos)

Los dispositivos amortiguadores presentan algunos elementos susceptibles de ser sustituidos, por lo que es necesario prestar especial atención a los mismos.

- a) *Inspección externa de los dispositivos amortiguadores de tirantes:* Se realiza una inspección visual por personal no especializado para comprobar el correcto estado de los componentes externos del amortiguador. Se comprueba la protección anticorrosiva, tornillos y cualquier signo de daño de los dispositivos hidráulicos (manchas en el suelo).
- b) *Inspección interna y detallada de los dispositivos amortiguadores de tirantes:* Para inspeccionar el amortiguador, comprobaremos el aspecto general de todos los componentes. Tras haber levantado el tubo antivandálico, se verifica la protección anticorrosiva de los componentes, el correcto apriete del collar sobre el haz de cordones, el correcto apriete de los toques de pistón contra la pared del tubo guía calibrado y comprobar cualquier fuga de aceite de la cámara.

4.3. Longitud libre de tirantes

La inspección de la longitud libre de tirantes depende en gran medida de la tipología del tirante y su principal dificultad es el acceso a los componentes de los mismos.

Si los tirantes llevan una vaina de protección, este elemento es el único visible, por lo que se podrán observar grietas, roturas y otros defectos en la vaina, pero no se podrán atribuir deterioros directamente a los cordones.

La inspección visual puede ser realizada desde el tablero o el pilono, pero a partir de una determinada altura o distancia, incluso con el uso de prismáticos, los pequeños deterioros no suelen ser visibles, por lo que hay que recurrir al uso de drones, u otros medios de acceso.

En el caso más complejo, que es el de los tirantes con cables protegidos con inyección de lechada, es necesario recurrir a ensayos no destructivos. Además de los clásicos ensayos de cuerda vibrante que nos dan el valor tensional del conjunto del tirante, para determinar si la lechada está protegiendo los cables a lo largo de toda su longitud, se puede realizar una inspección mediante “sonda capacitiva” [7].

El método de inspección por sonda capacitiva se centra principalmente en la detección de oquedades en vainas de polietileno (o polipropileno) inyectadas con lechada de cemento

o similar. La durabilidad de este tipo de tirantes se ve condicionada por el proceso de inyección de la vaina y las zonas de anclaje, así como por la calidad del producto inyectado. La similitud de estos tirantes con los tendones de pretensado exterior implica que se pueden observar los mismos defectos, como son las inyecciones incompletas o la presencia de lechada de insuficiente calidad, generalmente en "puntos altos" del tirante. Este método también permite detectar, además de las oquedades en el interior de una vaina de plástico, la presencia de acero, agua o "pasta blanca".

El proceso consiste en desplazar la sonda siguiendo la generatriz superior del tirante (las bolsas de aire suelen encontrarse en esa zona). En tiempo real, se visualiza la evolución de la señal; cuando se detecta un posible defecto, se realiza una rotación alrededor de la vaina para obtener una imagen de la sección completa del tirante. Es por tanto un procedimiento relativamente manual, en fase de automatización.

Finalmente, en el mercado existen algunos otros métodos de inspección para evaluar el estado de los tirantes, más o menos eficaces según lo que se quiera determinar. Se han desarrollado en diversas publicaciones [8], [9], entre las cuales puede destacarse el Manual de Tirantes [9].

5. ACTUACIONES DE REPARACIÓN O REHABILITACIÓN DE PUENTES ATIRANTADOS

Los puentes atirantados requieren de actuaciones de reparación o rehabilitación que en gran parte son similares a las del resto de los puentes, ya que muchos de los elementos son

comunes. Sin embargo, estos puentes presentan unos elementos muy característicos, como son los sistemas de sustentación mediante cables o tirantes que requieren de actuaciones muy diferentes a las que se realizan habitualmente. Por este motivo, en este apartado se van a describir las actuaciones de reparación o sustitución que se han llevado a cabo en cuatro de los puentes atirantados cuya gestión depende directamente de la DGC, curiosamente en los 4 puentes de esta tipología más antiguos.

5.1. Puente "colgante" de Amposta

El puente de Amposta fue un proyecto de Eugenio de Ribera; se inauguró en 1921 [10] y está situado en el PK 1082,300 de la carretera N-340a. Supuso un hito para la época, ya que se trataba de una estructura de un solo vano de 134 m de luz que se encontraba suspendido (en este caso suspendido y atirantado) de un sistema de cables. El puente fue destruido en la Guerra Civil y reconstruido en 1941, aunque no fue la única actuación de conservación que se ha llevado a cabo sobre él, ya que en 1972 se realizó una importante obra de reparación en la que se sustituyeron algunos cables y péndolas. Ya en 2008 se realizó una rehabilitación integral del puente, que se describirá más adelante. Es importante señalar que el puente, que ha cumplido hace poco con los cien años en los que se estima la vida útil de los puentes actualmente, ha requerido de actuaciones significativas cada treinta años aproximadamente (figura 3)

El sistema de suspensión del tablero combina las técnicas empleadas tanto en los puentes atirantados como en los colgantes. Es un ejemplar de puente muy singular por tanto, por la antigüedad de su concepción y por sus elementos tan caracte-



Figura 3. Vista longitudinal del puente de Amposta rehabilitado.



Figura 4. Detalle de cables principales, con elementos de union a las péndolas en puente rehabilitado. Imagen del pilono de fábrica (derecha) y de los tirantes en vanos extremos (izquierda).

rústicos, que han podido mantenerse hasta hoy día, en servicio. Posee, por tanto, un valor patrimonial innegable que va mucho más allá de su funcionalidad.

El sistema de sustentación principal está constituido por un total 8+8 cables que recorren toda la estructura, pasando por encima de los pilonos (silla), y se anclan al terreno (macizo de anclaje) cerca del estribo, en el exterior de la estructura. Antes de 2008, los cables principales no eran todos de la misma época; 13 provenían de la reconstrucción después de la guerra y 3 fueron colocados durante la reparación efectuada en el año 1972 (figura 4).

Lo mismo sucedía con las 146 péndolas en las que se sustentaba la zona central del tablero, conectadas a los cables principales mediante un elemento singular llamado "percha"; existían tres tipos de péndolas: nuevas con cable (52), nuevas sin cable (18) y antiguas (76) existentes antes de la reparación de 1972.

Además de las péndolas, los tramos del vano central más próximos a los pilonos est n suspendidos de un total de 24 tirantes, cuya trayectoria es la siguiente: un extremo se ancla en el tablero, sube hasta el pilono donde rodea una polea, para volver a descender hasta el tablero y anclarse al mismo en su otro extremo. Los cables que formaban los tirantes inclinados estaban constituidos por cordones trenzados de acero galvanizado (año 1972), de un diámetro de 40 mm, con alambres de 3 mm de diámetro.

Finalmente, para los dos vanos extremos, otros cuatro cables (cables de retenida) parten de la silla situada en cada pilono hacia el macizo de anclaje; su misión es compensar los esfuerzos horizontales. Tanto los cables principales como los tirantes de retenida se anclan de forma similar en el macizo de anclaje.

Dentro de las actividades llevadas a cabo dentro del sistema de gestión de puentes de la DGC, en el año 2004 se realizó una inspección especial en la que se pudo comprobar el mal estado debido a la corrosión de gran parte de los elementos metálicos de sustentación.

En este caso la detección de estos desperfectos fue relativamente sencilla, ya que la mayoría de los elementos eran visibles a simple vista o con pequeños medios auxiliares.

En el año 2008 se realizó la obra de reparación de la estructura que, en el caso de los elementos de sustentación, supuso la completa sustitución de los mismos.

Para la ejecución de la obra se cortó el puente al tráfico, lo que permitió mantener las cargas de peso propio del puente con cuatro de los ocho cables de cada margen, de tal manera que se pudieron sustituir los cuatro cables restantes, pasar la carga a los mismos y posteriormente sustituir los otros cuatro.

5.2. Puente atirantado de Alcoy

El puente lleva el nombre de Fernando Reig (Vilaplana), insigne ingeniero alcoyano. Est  situado en el p.k. 794,000 de la carretera N-340 en Alcoy (Alicante) y constituye un ejemplar singular dentro del conjunto de obras de paso de la Red de Carreteras del Estado. Su proyecto y construcción incorporaron una solución innovadora de tablero completamente prefabricado a base de piezas de pesos convencionales, con la idea de que la industrialización de los tableros pudiera extenderse a luces cada vez mayores como la de este puente, que alcanza los 273 m. En el momento de su ejecución fue el de mayor luz con tablero prefabricado del mundo. Fue inaugurado en abril de 1987.

En el año 2015 se realizó una inspección especial (anteriormente se habían realizado ya otras inspecciones, además de un ensayo dinámico) en la que se detectan una serie de desperfectos en los sistemas de contención e impostas. Esto, sin suponer un riesgo estructural para el puente, s  podía representar afecciones graves para los usuarios que pasaban bajo la estructura, en la zona del barranco del río Barxell, por lo que se programó una actuación de emergencia que comenzó en noviembre de 2015.

En dicha inspección únicamente se detectaron desperfectos menores en las protecciones exteriores de algunos de los tirantes. Se analizó también la documentación existente del puente. Por lo demás, al no detectarse comportamiento anómalo de la estructura, no se contemplaron actuaciones sobre los tirantes más allá de la reparación de los deterioros locales detectados.

Sin embargo, durante los trabajos de hormigonado del zócalo de anclaje del nuevo pretil, se produjo una rotura súbita en el interior de un tirante, que quedó relatada de la siguiente manera en los informes posteriores [11]:

“El pasado jueves 28 de julio, durante la realización de los trabajos de hormigonado de aceras e imposta cerca de la pila, en el lado norte del tablero, se advirtió un comportamiento anómalo en el tirante designado como T-41 en los planos de proyecto.

Este comportamiento anómalo tiene que ver con el incidente ocurrido la mañana del 28 de julio en el que, según manifestaciones del personal presente en obra esa mañana, “había habido un ruido e inmediatamente después el puente se había movido como si hubiera habido un terremoto”, y, además, “el puente había bajado”. El tirante en cuestión es el tirante del vano Alcoy más próximo a la pila, en el lado norte del tablero. El descenso pudo cuantificarse en torno a unos 2 cm.”

A partir de ese momento se cortó la circulación en el puente y comenzó una inspección exhaustiva de los tirantes. El primer paso, tras diversas reflexiones y revisiones de los anclajes al tablero de varios tirantes cercanos, fue desmontar el tirante más cercano al lugar del incidente. En este caso el sistema de tirantes estaba formado por cables sin autoprotección recubiertos de una lechada protectora y protegidos por una vaina externa de polietileno. Tras desmontar el tirante al retirar la vaina, se comprobó que una sección del tirante en la parte superior del mismo, cercana a su anclaje en el pilono, no contaba con lechada protectora. Este hecho habría generado un proceso de corrosión de los cables que, sin la lechada, no contaban con protección de tal manera que 15 de los 28 cables habían perdido su sección completamente y los 13 restantes, que rompieron en el último momento, también contaban con una sección reducida (figura 5). Así mismo se solicitó un informe a la UPM, sobre aspectos químicos (de caracterización de distintas zonas de la lechada protectora) y físicos (sobre el proceso de corrosión acaecido en los cables). Las conclusiones bien podrían ser objeto de otro interesante artículo.



Figura 5. Detalle de cables de acero corroídos en tirante roto, en zona sin protección de lechada.

A partir de ese momento se planteó la necesidad de comprobar el estado del resto de los tirantes, si bien la presencia de la vaina de polietileno y la lechada dificultaban cualquier tipo de inspección visual. Se analizaron diferentes métodos de ensayos no destructivos (figura 6), y finalmente se optó por utilizar una sonda capacitiva que recorría todo el tirante, ya que es el único

método viable que permite conocer si bajo la vaina existen huecos por falta de lechada como el que originó el incidente. Sin embargo, existía una zona crítica no inspeccionable mediante este método, la zona del tirante dentro del pilono antes de su anclaje superior, debido a la imposibilidad física de acceder con la sonda a la zona afectada.



Figura 6. Ensayo de calibración de “sonda capacitiva” en un tirante de prueba montado en laboratorio.

Es importante señalar que cuando existen sospechas de que la capacidad estructural de un cable de pretensado está comprometida, no se puede cortar la vaina, ya que el fallo del pretensado puede haber hecho que la vaina adquiera carga tensional. En ese caso la rotura de la misma podría desencadenar la rotura del cable, con el consiguiente efecto látigo y peligro para los operadores.

Una vez auscultados todos los tirantes se comprobó que existían zonas con deterioros, no tan importantes como el del tirante roto, a priori, pero que iban a seguir evolucionando con el tiempo. Estos hechos junto con la imposibilidad de auscultar los tramos de los tirantes por el interior del pilono y los antecedentes existentes, justificaron la decisión final de sustituir el resto de tirantes del puente.

La obra de cambio de tirantes no fue sencilla. El principal problema fue el desconocimiento de la capacidad de carga real de los tirantes, ya que no se podía garantizar que no existieran secciones de tirantes muy debilitadas en el tramo que no se había podido auscultar. En condiciones normales se puede retirar un tirante, ya que la carga que soporta el mismo puede ser absorbida por los adyacentes, pero en este caso la falta de garantía sobre la capacidad de los tirantes de aguantar esa sobrecarga, hizo necesario tomar medidas de seguridad adicionales, como el apeo de varios tramos de la estructura (figura 7).

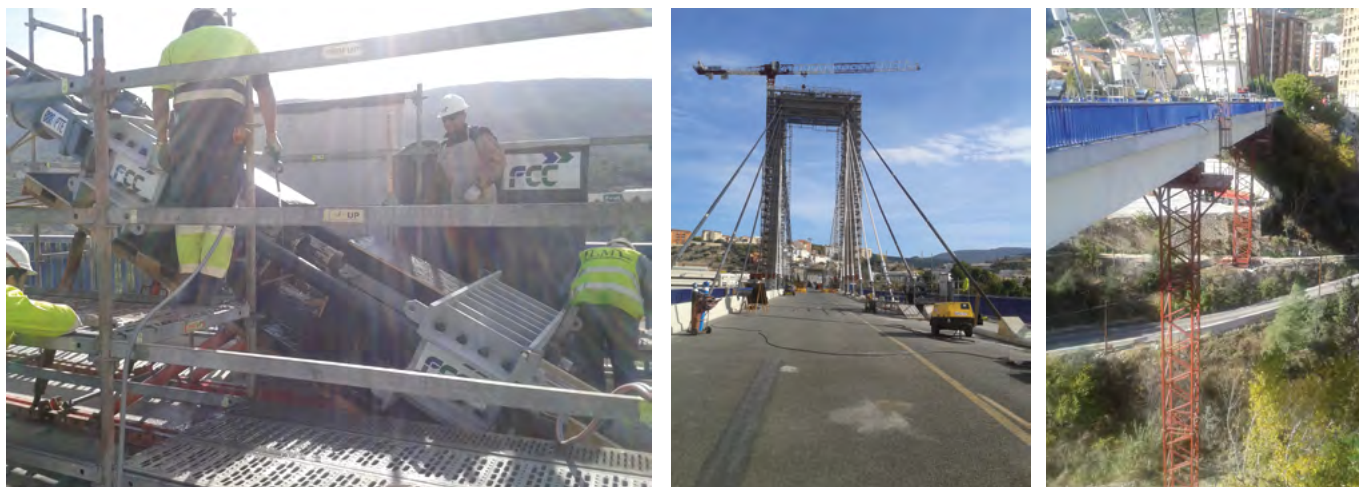


Figura 7. Puente atirantado de Alcoy. Plataforma de tablero en obras (izquierda). Torres de apeo de tablero (centro). Detalle del sistema (by-pass metálico) de corte y destesado controlado de tirantes (derecha).



Figura 8. Detalle puente atirantado del Centenario (izquierda). Acceso para inspeccion del interior del tablero (derecha).

Una incidencia importante que surgió fue la escasa longitud libre de los cables situados detrás de las cuñas de anclaje. Este hecho impedía destesar los cables mediante gatos en la cabeza de los pilonos, que es el proceso más habitual. En su lugar, se concibió un sistema auxiliar para destesar una parte del tirante en su zona inferior que permitiese el corte de los cables sin tensión.

Otro aspecto singular fue el proceso de desmontaje a seguir [12]. Para evitar la sobrecarga de los tirantes, una vez apeado el puente, se procedió al desmontaje de los tirantes que se encontraban sobre los apeos. Al estar coartado el desplazamiento vertical del tablero en estos puntos, la carga de los tirantes desmontados no se transmitía a los tirantes contiguos sino a las torres de apeo.

Una vez desmontados los tirantes apeados (T33, T36, T39, T42, T45, T48 y T51), que estuvieron desmontados hasta el final del proceso constructivo, se procedió al desmontaje y sustitución de los tirantes intermedios citados (entre torres de apeo), por parejas, para evitar desequilibrios en el pilono. Antes de proceder a desmontar la siguiente pareja se instalaban los desmontados. De esta forma, siempre había como máximo una pareja de tirantes desmontados sin aparear.

Una vez sustituidos todos los tirantes intermedios, se procedió a montar los nuevos tirantes ubicados sobre los apeos. Por último, se retiraron los apeos del puente, para restablecer la geometría original.

Finalmente, tras la ejecución de las obras, que duraron dieciocho meses, se volvió a poner el puente en servicio con total garantía de seguridad durante un periodo que se espera pueda rondar 100 años.

5.3. Puente atirantado del Centenario en Sevilla

El puente del Centenario (figura 8) permite cruzar por la autovía de circunvalación SE-30 sobre la dársena del río Guadalquivir. Se puso en servicio en el año 1992. A raíz de los hechos acontecidos en el puente de Alcoy, era imprescindible realizar una inspección exhaustiva en los tirantes de este puente, ya que se trataba de una estructura de la misma época, construida cinco años más tarde que el puente de Alcoy, y que utilizaba la misma tecnología de tirantes con cables de acero embebidos en una lechada de cemento y cubiertos con vaina de polietileno.

Los problemas para determinar el estado de los tirantes fueron los mismos que en Alcoy, pero en este caso se vieron

agravados porque la vaina de protección era doble e impedía el uso de la sonda capacitiva con ciertas garantías para determinar la presencia de huecos en la lechada. Entre otras dificultades, la existencia de aire entre las dos vainas amortigua gravemente la respuesta al cambio de materiales que detecta la sonda

Además, este puente se ve condicionado por un factor muy importante y es el altísimo nivel de tráfico que soporta, más de 100.000 vehículos/día, que hace inviable el corte de tráfico del mismo más allá de unas pocas horas durante la noche.

En otoño de 2016 se realizaron inspecciones en los tirantes del puente del Centenario, orientadas a la detección de eventuales oquedades en puntos críticos de los tirantes, como los coincidentes con las purgas y reinyecciones, habida cuenta de la experiencia adquirida en el puente Fernando Reig, en Alcoy, puente con el que compartía la misma tipología, mismos proveedores de tirantes y equipo constructor. También, con carácter puntual, se levantaron algunos telescopios para reconocer la eventual presencia de agua o de herrumbre. A pesar de ello los resultados de aquella campaña no fueron del todo concluyentes.

Por todo ello, se realizó una inspección especial exhaustiva, a finales de 2018, consistente en el reconocimiento de los puntos bajos de los tirantes (anclajes inferiores) y en los capots de los anclajes superiores, con objeto de acotar algo más las incertidumbres asociadas al estado de los tirantes del puente. Tales incertidumbres planeaban sobre el puente en la situación actual y también en la fase de sustitución de tirantes, operación delicada y de gran responsabilidad teniendo en cuenta la envergadura del puente y que presenta una clase de consecuencia CC3, en terminología del Eurocódigo 0 EN1990 [3], en caso de accidente.

También se recopiló información acerca de los anclajes superiores en la medida en que ese dato podría condicionar el proceso de retirada de los actuales tirantes, y se incluyeron en la inspección los tirantes de retenida que materializaban el anclaje de los vanos posteriores a las pilas-cimentaciones de acceso.

Como consecuencia de dicha inspección se detectó agua en el tubo de encofrado en 27 anclajes inferiores de los 88 existentes, es decir, aproximadamente en 1 de cada 3 tirantes. Igualmente 41 tirantes evidenciaban discontinuidad de la vaina en la zona previa al anclaje inferior en el tablero, es decir, aproximadamente 1 de cada 2 tirantes. En un gran número de tirantes se evidenciaron deterioros como [13]:

- La existencia de agua al retirar los capots.
- La detección de cordones con alambre central desplazado o deslizado en más del 10% de los cordones.
- La existencia de agua en el tubo-encofrado.
- La presencia de corrosión en el tubo protuberante de la pieza de anclaje.
- La discontinuidad entre vaina y anclaje, o falta de solape entre ellos.
- La corrosión patente en cordones.

La gravedad y trascendencia de los deterioros, la importancia y ubicación del puente, y los antecedentes del viaducto de Alcoy, llevaron a tomar la decisión de realizar una auscultación del puente en tiempo real y a la redacción, lo antes posible, de un proyecto de sustitución de tirantes.

La necesidad de mantener el tráfico sin apenas restricciones, junto con la imposibilidad de apearse el puente, hacía imposible realizar el cambio de los tirantes por los métodos convencionales. Por este motivo ha sido necesario diseñar un nuevo sistema de atirantamiento paralelo al actual por el exterior, junto con unas costillas metálicas inferiores que una vez ejecutado permitirá la retirada de los cables actuales. Además, con este sistema, al desplazarse los tirantes hacia el exterior, la calzada del puente ganará un nuevo carril que mejorará su nivel de servicio.

5.4. Puente internacional sobre el río Guadiana

El puente sobre el río Guadiana fue inaugurado en 1991 (figura 9). Su proyecto y construcción se llevó a cabo mediante un



Figura 9. Vista general del puente atirantado sobre el Guadiana con la pasarela bajo tablero.



Figura 10. Elementos de anclaje del puente original (izquierda). Estado de los cables de tirantes (derecha).

Convenio entre España y Portugal según el cual la ejecución correspondió a Portugal, obligándose España a pagar la mitad del importe de las obras. El vano central tiene 324 m de luz, los adyacentes 135 m y los extremos 36 m. Según lo acordado en la Cumbre de 2002, el mantenimiento de este puente corresponde a Portugal. La Gestión también compete a Portugal, y las obras de rehabilitación extraordinarias serán sufragadas al 50% por ambos países. Por ello, existe una comisión de seguimiento entre ambos países para supervisar y controlar las actuaciones de mantenimiento realizadas.

A pesar de que es coetáneo con el puente del Centenario, la tecnología del sistema de tirantes es diferente. Esta nueva tecnología se basa en cables autoprottegidos cubiertos de manera individual por un recubrimiento de polietileno que impide que la humedad y otros agentes agresivos alcancen el acero de los cables. Esta tecnología también se diferencia de la anterior porque carece de una vaina global que recoja y proteja todos los cables del tirante. La falta de esta vaina global facilita la inspección y la detección de desperfectos de los cables pero, como se describirá más adelante, genera unos nuevos problemas en la durabilidad de los cordones.

En el año 2008, diecisiete años después de su puesta en servicio, dentro del marco del convenio se acuerda la realización de una inspección detallada de la estructura. En dicha inspección se detecta una serie de deterioros tanto en el sistema de tirantes como en algunos elementos de hormigón, por lo que se procede a realizar un proyecto de rehabilitación.

En 2012 se produjo la rotura de un cordón de uno de los tirantes, siendo necesario su reemplazo. Además de esto, en junio de 2017 se produjo otra rotura, sustituyéndose de inmediato dicho cordón, el cual presentaba problemas de corrosión y pérdida de sección de los hilos a nivel de las extremidades, sobre todo en la parte inferior.

Es importante destacar que la rotura de un cable (del total que constituye cada tirante) no tiene una repercusión estructural muy significativa a corto plazo, pero sí una gran afección sobre la viabilidad en el puente, ya que al romperse el cable y no contar con vaina protectora se produce un efecto látigo

que puede hacer que el cable impacte sobre los vehículos que transcurran por la plataforma.

Tras la rotura de este segundo cable se consideró necesario realizar una investigación más profunda sobre los problemas de durabilidad presentados. Como resultado de esta investigación se detectó que existían dos mecanismos de deterioro que estaban dañando los cables y provocando su rotura.

El primero es la vibración de los cables. La ausencia de vaina de recubrimiento hace que con cargas muy bajas de viento los cables vibren significativamente, generando movimientos no solo en el conjunto del tirante sino en los cables entre sí. Estos movimientos y choques de los cables dañan su protección y generan pequeñas entallas o desperfectos que por mecanismos de fatiga pueden progresar hasta la rotura de los cordones.

El segundo mecanismo es la corrosión de los elementos de anclaje y del tramo de cable próximo a la cuña de anclaje (figura 10). Este proceso se debe a que las gotas de lluvia o de condensación se deslizan hacia abajo por los cables. Debido a la vibración de los cables antes comentada, ni las “prensa estopas”, ni las ceras que recubren los cables en el tramo final, en el que no están recubiertos, tienen la suficiente estanqueidad. Esto hace que la humedad llegue a las cuñas de anclaje y a los tramos de cable sin protección, pudiendo ocasionar, dadas las condiciones locales, una corrosión bajo tensión que provoca la rotura prematura del cable.

El proyecto solo preveía inicialmente la sustitución de 150 cordones de los 4230 existentes en el puente (por estimación del proyectista, dado que no se podía verificar concretamente el estado de los cordones dentro del bloque de anclaje, zona donde ocurrieron las dos roturas de los cordones). En 2015 dicha cantidad fue revisada y aumentó hasta 2500, aproximadamente el 60% de los existentes.

Tras diversas vicisitudes con la primera adjudicación de la obra (relacionadas con la solvencia del contratista), finalmente en 2018 se contrataron los trabajos de rehabilitación, que está previsto terminen a mediados de 2021.

Después del tiempo transcurrido desde la aprobación del proyecto, y tras los análisis realizados del estado de conserva-

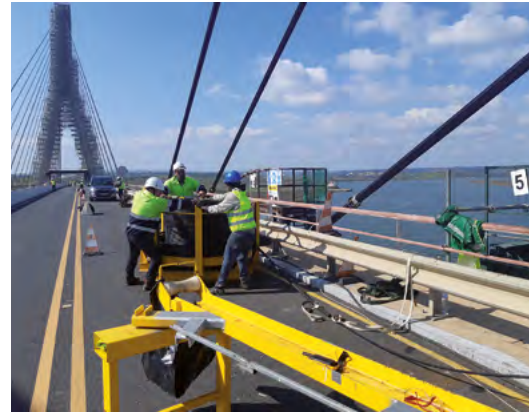


Figura 11. Andamiaje de pylon (izquierda). Sustitución de cables en tirantes y enfilado de cordones (derecha).

ción de los tirantes, la comisión técnica de seguimiento del convenio determinó la necesidad de sustituir todos los cables de los tirantes en lugar del porcentaje establecido en el proyecto.

La sustitución del sistema de tirante en este caso es más sencilla que en los dos anteriores puentes, ya que no hay que sustituir todos los cables del tirante a la vez, sino que se pueden sustituir uno a uno, reduciendo de una manera significativa los medios auxiliares del proceso.

Las obras se están ejecutando actualmente y se están llevando a cabo con el puente abierto al tráfico, aunque con una reducción de carriles, pasando de los cuatro originales (dos por sentido) a dos (uno por sentido), con un tercer carril preparado para ser abierto en caso de emergencia.

6. CARACTERÍSTICAS DE LOS NUEVOS SISTEMAS DE TIRANTES INSTALADOS

La tecnología de tirantes ha avanzado mucho en las últimas décadas para solucionar los problemas de durabilidad que tienen que afrontar, ya que los tirantes están sometidos a diferentes solicitaciones y condicionantes externos a lo largo de su vida útil, como las acciones mecánicas, la fatiga y los esfuerzos o deformaciones excesivas, sobre todo en el transcurso del montaje.

La principal causa de daño en los tirantes es el debido al fenómeno FIP-UIP (fatiga y desgaste inducido por fricción de pequeño movimiento entre los cordones). Además de esto, hay que tener en cuenta las siguientes acciones:

- La corrosión de los cordones, particularmente expuestos a la misma debido a una pequeña relación sección / superficie expuesta a las agresiones.
- Los rayos ultravioletas que degradan las poliolefinas como el polietileno o el polipropileno.
- El calor, que provoca variaciones de temperaturas en los componentes de los tirantes, que pueden conducir a una degradación de las barreras de protección.
- La estanqueidad de los recintos de anclaje inyectados frente a ciclos de temperatura y solicitaciones mecánicas.
- Las acciones locales que pueden llegar a producirse en determinados tirantes por viento, ligadas también a su longitud y amortiguamiento (tema este en estudio).

La concepción de los tirantes actuales incluye barreras y protecciones eficaces para evitar la formación de daños debidos a estas agresiones, tanto en la parte corriente (longitud libre) como en la zona del anclaje [14]. Para ello se dotan de un sistema de triple protección:

- Una vaina exterior que cubre el haz de cordones entre anclajes y aporta una protección global.
- Una doble protección individual en cada cordón.

La vaina exterior de PEAD (polietileno de alta densidad) está concebida para evitar la entrada del agua de lluvia en los tirantes, cuenta con desagües en los puntos bajos para evitar la acumulación de agua proveniente de la condensación, resiste a los rayos ultravioletas en lo que concierne a las poliolefinas y tiene un nervio helicoidal que permite controlar los efectos de inestabilidad aeroelástica provocados por la lluvia y el viento.

La doble protección individual de los cordones consiste en un recubrimiento de zinc de los hilos del cordón, un material de relleno de intersticios (cera petrolífera) y una vaina individual de PEAD extrusionada sobre la trenza galvanizada y encerada.

Además, para proteger la zona de anclaje, donde el cable pierde su protección individual, se dispone de un dispositivo de impermeabilización local, llamado “prensa-estopa”, que permite crear al nivel del anclaje una cámara estanca y protectora rellena por cera petrolera macrocristalina (en fase sólida o líquida).

En las nuevas estructuras que se construyen actualmente, además de esta nueva tecnología estos puentes cuentan con un plan de mantenimiento del sistema de tirantes donde podremos encontrar un cuadro similar a este que se recoge en la [tabla 2](#).

7. CONCLUSIONES

Las conclusiones más significativas, dentro de los trabajos efectuados hasta el momento, son las siguientes:

- En los puentes atirantados, las inspecciones básicas y principales no son suficientes. Es preciso realizar inspecciones especiales que permitan caracterizar el estado del sistema de atirantamiento. La periodicidad y alcance de dichas inspecciones deben quedar reflejadas en el plan de mantenimiento que estas estructuras deben tener. Debido a los componentes tecnológicos de este tipo de puentes, es ne-

cesario además atenerse a las directrices de conservación que indique el plan de mantenimiento de cada puente, así como a las especificaciones de los fabricantes, que necesariamente han de adaptarse al modo en que se gestiona la infraestructura.

- La DGC realiza inspecciones especiales en los puentes atirantados que gestiona directamente. Esto supone un importante esfuerzo económico y humano. En tres de los más antiguos, puente de Alcoy de 1987, puente del Centenario de 1992 y puente sobre el Guadiana de 1991, la conclusión ha sido sustituir completamente el sistema de atirantamiento, tras unos 30 años de vida en servicio.
- El más antiguo de todos, el puente de Amposta, es un tipo muy singular de puente, de principios del siglo XX, que ha sufrido varias intervenciones importantes, la penúltima en 1972. Sin embargo, tras su inspección, en 2008 se decidió realizar obras de sustitución del sistema de atirantamiento también. Se trata de un puente que cumplirá el año que viene 100 años en servicio.
- Hay que destacar también que la necesaria existencia de sistemas de atirantamientos en estas estructuras conlleva un coste elevado asociado a su conservación e inspección, que ha de tenerse en cuenta durante el estudio tipológico del puente y durante el proyecto.
- Finalmente, queremos ser optimistas, y se exponen algunas características de los nuevos sistemas de tirantes instalados, que nos hacen pensar que su duración será superior a estos 30 años; aportan la ventaja de que al menos será posible sustituir paulatinamente los cables que constituyen los tirantes, de forma planificada. Es necesario, por tanto, prever en los proyectos y en los planes de man-

TABLA 2. Periodicidad y alcance de las inspecciones del sistema de tirantes: ejemplo

<i>PERIODICIDAD DE INSPECCIONES DEL SISTEMA DE TIRANTES</i>		
Alcance de la inspección y del mantenimiento rutinario	Periodicidad (meses)	% de componentes inspeccionados/nº total de tirantes a cada inspección
Parte externa del anclaje inferior	12	25%
Parte interna del anclaje inferior	60, con verificación del sistema de estanqueidad	10%
Parte externa del anclaje superior	12	25%
Parte interna del anclaje superior	24	25%
Inspección simplificada de los tubos al nivel de tablero	12	25%
inspección detallada de los tubos al nivel del tablero	60	100%
Inspección simplificada exterior del pilono	12	25%
Inspección detallada exterior del pilono	60	100%
Elementos de compactación de haces de cordones, centradores, solapes, o conexiones de vainas	60	10%
Inspección externa de amortiguadores	60	25%
Inspección interna y detallada de amortiguadores	60, con extracción de muestras de componentes amortiguadores desgastables	10%
Limpieza de vaina	N/A, no menor de 120 meses	N/A
Sustitución de un cordón para inspección	1 cada 120 meses	N/A

tenimiento estas operaciones de sustitución, con todas las implicaciones que esto conlleva.

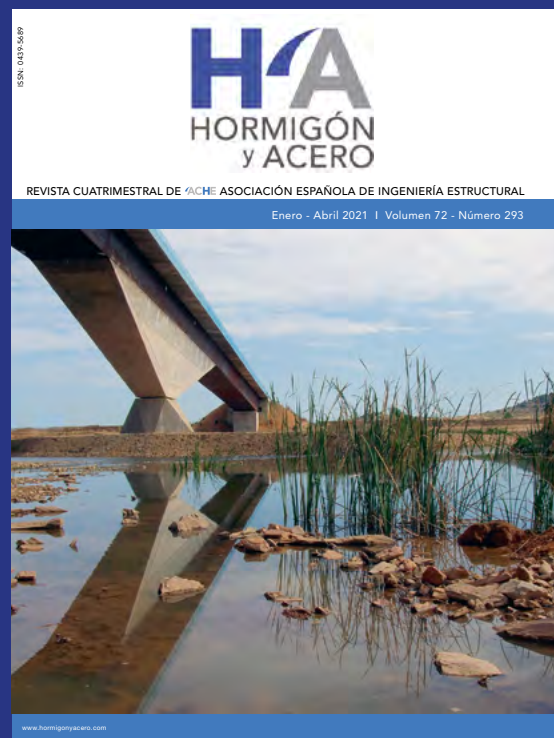
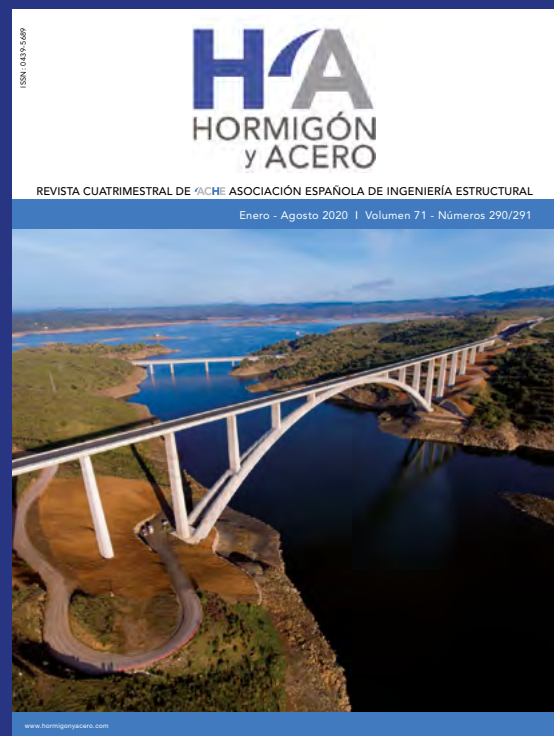
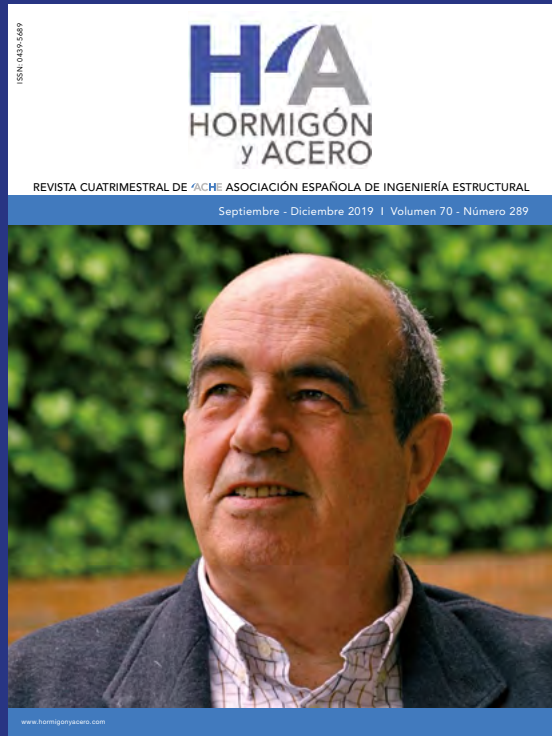
8.

AGRADECIMIENTOS

Queremos rendir un pequeño homenaje a nuestro compañero Luis Ortega Basagoiti, con el que compartimos muchos momentos en el comité de puentes de la asociación técnica de carreteras, además de entrañables experiencias personales. Luis, uno de los pioneros en patología de estructuras en este país, solía comentar con mucho orgullo su experiencia en la inspección de algunos puentes atirantados, en particular el puente sobre el embalse de Barrios de Luna, en la provincia de León. Por este motivo, pensamos que dedicarle este artículo, en el que se describe la experiencia de los últimos años en inspecciones y obras de rehabilitación de los puentes atirantados existentes en la red de carreteras del estado, que gestiona directamente la Dirección General de Carreteras dependiente del MITMA, hubiera sido de gran agrado para él.

Referencias

- [1] Gonzalez Tascon, I. (2005) *Historia del transporte en España*. Ed. INECO TIFSA.
- [2] Gómez Hermoso, J., Alonso, S., Gonzalez, E., Llor, L.M., Morales, C. (2016) *Procesos constructivos 4. Puentes atirantados españoles. 1978-1999*. ETSICCP UPM.
- [3] AENOR (2003) "Eurocodigos. Bases de calculo de estructuras". (2003). Madrid. (Modificada y completada por EN1990:2003/A, julio 2010).
- [4] Comisión Permanente el Hormigón (2008) Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Real Decreto 1247/2008.
- [5] Comisión Permanente de Estructuras de Acero (2011) Instrucción de Acero Estructural (EAE). Real Decreto 751/2011.
- [6] Ministerio de Fomento (2012) Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso de la RCE.
- [7] Trotin, N., Ladret, P., Sanchez, J., Vilchez, P. (2017) Mantenimiento y rehabilitación de sistemas de atirantamiento: tecnologías, patologías tipo, inspección, monitorización y reparaciones. *VII Congreso de ACHE*. Coruña. Junio 2017.
- [8] Tabatabai, H. (2005) Inspection and maintenance of bridge stay cable systems: a synthesis of highway practice, *NCHRP synthesis*, vol. 535.
- [9] ACHE (2007) *Manual de tirantes*.
- [10] del Pozo, F., Arrieta, J.M., Cerezo, A., et al. (2009) Obras de rehabilitación del puente colgante de Amposta. *Hormigón y Acero* 60(253).
- [11] Mendoza, J., Sanz, C., Prieto, F., León, J. (2016) *Informe de Consideraciones sobre la seguridad actual del puente de Alcoy y próximas inspecciones*. Documento interno. Fhecor.
- [12] León, J. (2016) Informe "Proyecto de reparación de tirantes del puente Fernando Reig, en el PK 794 de la carretera N-340". Documento interno. Fhecor.
- [13] León, J., Sánchez, J., Romo, J. (2019) *Informe sobre el Puente del Centenario. Inspección especial de los tirantes. Evaluación de su nivel de seguridad*. Documento interno. Fhecor.
- [14] Apia XXI (2016) Plan de Inspección, Mantenimiento y Conservación del nuevo puente sobre la bahía de Cádiz. Documento interno.



Analysis of the Factors Contributing to Fatigue in the Cables of Cable-Stayed Bridges

Análisis de los factores que contribuyen a la fatiga de los cables en los puentes atirantados

Miguel A. Astiz ^{a,b}

^(a) Carlos Fernández Casado S.L., Orense 10, 28020 Madrid, Spain

^(b) Technical University of Madrid (UPM), School of Civil Engineering

Recibido el 13 de enero de 2021; aceptado el 7 de mayo de 2021

ABSTRACT

The safety of cable-stayed bridges is mainly relying on the cables and the possible fatigue of these cables has been a concern among designers and researchers for a long time. The main purpose of this paper is to analyze the relative importance of all the factors which may induce fatigue in the cables: static and dynamic effects of live load, pavement roughness, parametric excitation, aerodynamic pressure from traffic, vortex shedding and buffeting. These effects have been evaluated for a wide range of cable-stayed and extradosed bridges which cover most of the present applications of this technology.

This study has shown that the present cable technology and the design rules which are applied nowadays prevent fatigue in the cables. There is room for improvement, thus reducing the cost of the cables but such reduction should consider the conjunction of some of the factors which have been considered in this study, especially the dynamic effects of service loads and vortex shedding.

KEYWORDS: Cables, stays, cable-stayed bridges, fatigue, live load, wind.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

La seguridad de los puentes atirantados está basada principalmente en la resistencia de los cables y la posible fatiga de estos elementos ha sido una fuente de preocupación para proyectistas e investigadores. El propósito principal de este artículo consiste en el análisis de la importancia relativa de todos los factores que pueden inducir fatiga en los cables: los efectos estáticos y dinámicos de las cargas de servicio, la rugosidad del pavimento, la excitación paramétrica, la presión aerodinámica del tráfico, el desprendimiento de torbellinos o el efecto de las ráfagas. Estos efectos han sido evaluados para un rango amplio de puentes atirantados y extradosados que cubre la mayor parte de las aplicaciones actuales de esta tecnología.

Este estudio ha demostrado que la tecnología actual de cables y las reglas de proyecto que se aplican a día de hoy evitan la aparición de fenómenos de fatiga en los cables. Hay margen de mejora con lo que se conseguiría una reducción del coste global de los cables pero esta reducción debe conseguirse a través de considerar la conjunción de los factores que han sido contemplados en este estudio, especialmente los efectos dinámicos de las cargas de servicio y el desprendimiento de torbellinos.

PALABRAS CLAVE: Cables, tirantes, puentes atirantados, fatiga, cargas de servicio, viento.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

1. INTRODUCTION

Fatigue and corrosion in the cables have very soon been found to be one of the key problems in the durability and

maintenance of cable-stayed bridges. Many such bridges suffered partial fractures in some of their stays which derived into complex repairs or in the substitution of cables [1-6]. Many other unreported cable replacements have been or are going to be accomplished in cable-stayed bridges around the world since the first generation of such bridges, which

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

were built in the sixties and seventies are already about fifty years old.

The cause of cable deterioration is not only fatigue but also corrosion or the combined effect of fatigue and corrosion. Nevertheless as the present paper will mainly focus on the design of new bridges and present day technology for cable stays almost precludes corrosion, this paper will concentrate on design rules against fatigue for cable stays. Then other phenomena related with the long term behavior of materials such as ageing, creep and shrinkage, crack propagation are not considered in this paper.

Although fatigue is generally thought as being caused by live load, some early studies focused on wind related fatigue crack propagation [7]. Nevertheless it is nowadays generally admitted that fatigue is produced by the combination of a great number of causes which can be classified in two groups since it may originally be caused either by live load or by wind [8]. Live load may induce stress variations in the cables either through static application of the loads, or through the dynamic response of the bridge under the moving loads or through parametric excitation of the cables. Wind may also generate stress variations in the cables through a series of static and aeroelastic mechanisms such as vortex-shedding, buffeting and galloping. Then fatigue is the result of superposing a number of very different phenomena whose relative importance is not well defined.

Design codes have historically tried to simplify the fatigue process by choosing a governing load to take into account in the design against fatigue and to apply convenient safety coefficients to cover the effect of other actions. This governing load is supposed to be the static effect of a specific live load especially defined for fatigue analysis.

The strength against fatigue is generally expressed in terms of the well-known S-N, or Wöhler, curves which relate the stress amplitude with the number of cycles in a test performed with constant amplitude. In these curves a fatigue limit is defined as the value which would correspond to a theoretical infinite fatigue life (usually taken as $100 \cdot 10^6$ cycles). Although such curves are different depending on the magnitude being represented (experimental values or lower bound for design) they suggest two possible design philosophies which are defined in many international codes [8-15]: design to maintain stress variations under a safe fatigue limit or using the S-N curves (obviously modified for design) and Palmgren-Miner rule to compute fatigue material damage thus reaching a more adjusted design. In this context great advances have been performed in cable technology in order to reduce fatigue problems: cable concentrators, cable dampers, cable protection against external damage (corrosion, vandalism, fire); some of these means do have a positive effect on fatigue endurance although this effect may not be reflected in the laboratory tests.

In the context of Eurocodes [9-11], five fatigue load models are defined for highway traffic. Some of them are defined to be applied statically to compute the stress range while others are aimed at permitting the determination of the fatigue spectrum. The standard fatigue strength curve is defined as bilinear (1:4 and 1:6 slopes) in a log-log plot with a strength range of 160 MPa for $2 \cdot 10^6$ cycles in the most frequent case of bundles of parallel strands. The fatigue threshold is not defined although it is usually associated to 10^8 cycles; from the

previously defined bilinear curve this limit would be 83 MPa. Fatigue tests are defined as in the generally accepted *fib* document [12] for a maximum stress of 0.45 GUTS and a stress variation of 200 MPa. If cable stays are supposed to be designed as safe life (effective during the entire life time without maintenance) and with high consequences of an eventual failure, the resultant partial factor would be 1.35. Then the design stress variation is $160/1.35 = 118$ MPa for $2 \cdot 10^6$ cycles (or 62 MPa for $1 \cdot 10^8$ cycles). Consequently the actual safety factor with respect to the measured strength is $200/118 = 1.69$ which is supposed to take into account the uncertainty about the actual fatigue strength as well as the presence of other actions contributing to fatigue.

On the other side, the AASHTO Design Specifications [13] two fatigue limit states: Fatigue I (load factor 1.75) corresponds to design for infinite fatigue life design and Fatigue II (load factor 0.80) corresponds to finite life design. In both cases the load to be applied corresponds to a single 320 kN truck with a dynamic allowance. Cables of cable-stayed bridges are not considered in this code.

Design against fatigue in the cables is specifically treated in the PTI Recommendations [14]. With respect to testing of stay cable assemblies, the main difference between *fib* [8] and PTI is that in PTI two tests have to be performed with a maximum stress of 0.45 GUTS and one test has to be performed with a maximum stress of 0.55 GUTS. The stress range for the fatigue tests is 200 MPa for *fib* while it is 159 MPa or 121 MPa (for an upper bound stress of 0.45 or 0.55 GUTS respectively) for PTI. The design limit for $2 \cdot 10^6$ cycles is equal to the testing range minus 69 MPa in the case of strands. Fatigue design is performed by applying a single fatigue truck (as defined by AASHTO) in each traffic direction multiplied by two coefficients whose overall result is a 5% increase over the nominal value. The design methodology for fatigue considers two possible situations. The first one corresponds to the case where the design stress variation is lower than the factored fatigue limit which is set to be 55 MPa for parallel strands; in this case there is no fatigue and no further check has to be performed. The second one requires computing the fatigue strength for constant amplitude stress variation as a function of the number of load cycles which are foreseen to be applied during the bridge service life; this value is reduced by a 0.5 factor and compared to the design stress variation. In any case only axial force variations are taken into account in the fatigue checks.

Previous information shows that the European approach to the design of the cables against fatigue and the corresponding American approach are not consistent. This fact leads to not consistent design specifications to be applied to specific bridges since it is frequent to see that the client specifies fatigue tests according to *fib*, loading according to Eurocodes and checks according to PTI. SETRA Recommendations [8] propose a combination of both approaches by setting the European FLM3 fatigue vehicle as the load to compute the applied stress variation and by defining the fatigue limit for design from a bilinear SN curve as in EC1993-1-11 [11]. The stress variation corresponding to $2 \cdot 10^6$ cycles is the test value (200 MPa) divided by a partial safety factor of 1.5; the resulting value is $200/1.5 = 133$ MPa and a fatigue limit is defined for $100 \cdot 10^6$ cycles as 0.52 times the test value. As it is required that the bridge should withstand $100 \cdot 10^6$ passages of the FLM3 vehicle

of the Eurocode, the fatigue check reduces to verify that the FLM3 vehicle may cause a stress variation in the cables smaller than 70 MPa. This check is comparable although not the same as the PTI check which defines a maximum stress variation of 55 MPa for a 320 kN vehicle while the weight of the FLM3 vehicle is 480 kN. The Spanish Recommendations for cable stays [15], similar to SETRA, also require that the stress variations due to wind should be smaller than the previously defined fatigue limit.

As all the previously mentioned codes and recommendations are based on a fatigue check consisting in computing the stress variations due to vertical live loads without taking into account other effects, the purpose of this paper is to verify what is the relative importance of all the factors which may induce fatigue in the cables and to try to check the validity of the present approach to fatigue design. The importance of this issue may be shown by the number of studies about FRP cables to be applied to very long span cable-stayed bridges which consider all the fatigue prone factors in the design of such cables [16-19].

This study is to be performed over a representative range of cable-stayed bridges. This range includes basically four types of bridges: cable-stayed bridges with concrete deck (with cables anchored at the edges and at the center of the deck) and with a composite deck and extradosed bridges with concrete deck. These cases do not cover all the possible types of cable-stayed bridges since steel deck is not considered and the composite deck for extradosed bridges is not considered either. Nevertheless the bridge types which are considered represent a very important part of all the cable-stayed bridges which are being built nowadays. Again, as the aim of this paper is to clarify the importance of a number of effects in the design of bridges, only current technology for cables is to be considered.

The paper is divided in three sections. The first one describes the bridge models which have been developed to back the study. The other two sections correspond to the two main loads which may cause fatigue in the cables: live load and wind. In any case fatigue analysis is restricted to the cables only. Fatigue in the anchorages is not studied here because of the high variety of shapes and materials and the purpose of this paper is to present conclusions which could be applicable to most design cases and which, consequently, could be useful to designers.

2. BRIDGE CASES AND MODELS

As previously explained, four different bridge cases are being considered. In all of them the scheme consists of one main span and two approach spans (all of them cable-stayed) with two pylons. The case of one main span with one back span, which is quite frequent, is not considered since it could be reduced to the symmetric scheme in terms of relative stiffness between deck and cables. Three span lengths shall be considered for each bridge type; these span lengths do not cover the full range of span lengths which are being built nowadays but they try to cover the most reasonable range within each bridge type; especially in the case of cable-stayed bridges with a composite deck, it is admitted that this option may be economi-

cally valid for up to 800 m span [20] but this study is being restricted to commonly built solutions. Then the cases which are studied are (figure 1):

- a) Cable-stayed bridges with a concrete deck (CS-CONC); span lengths: 200, 300, 400 m.
- b) Cable-stayed bridges with a composite deck (CS-COMP); span lengths: 400, 500, 600 m.
- c) Extradosed bridges with a concrete deck (EX-CONC); span lengths: 100, 150, 200 m.
- d) Cable-stayed bridges with a concrete deck and anchored at the center of deck (CC-CONC); span lengths: 200, 300, 400 m.

The lateral span length is half the main span and the excess in flexibility which is associated to this ratio between the lateral and main spans is usually compensated by some intermediate piers in the lateral spans; in this study only one is being considered. In the first three groups only a ladder-type deck (two edge girders with cross beams) has been considered since the deck is supposed to be supported by cable anchorages at both edges. The case of a closed box for the deck and a central plane of cable stays is being considered for completeness although it is supposed that this different configuration may have only a small influence in the fatigue conditions of the cables.

For each of the twelve cases which are being studied a structural model made of beam and truss elements has been built. The geometric characteristics of each bridge (height and layout of towers, distance between cable anchorages, deck depth) have been chosen as the average values among the actually built bridges which fit into each category. In the case of the layout of the towers different schemes have been chosen for each type of bridge: H-shaped with two cross beams for cable-stayed bridges of middle size (concrete deck), inverted Y towers for the long span cable-stayed bridges (composite deck), H-shaped towers with a single cross beam for the extradosed bridges and a single vertical stem for the bridges with a central plane of cables. Constant depth decks have been chosen for the cable-stayed bridges while a variable depth deck has been defined for the extradosed bridges. Cables have been designed on the basis of a maximum service stress of 0.45 GUTS for the cable-stayed schemes and 0.60 GUTS for the extradosed bridges with no consideration for fatigue constraints. The four types of bridges along with a perspective view of their corresponding models have been represented in figure 1.

Two general parameters have been studied for these bridges which are related to their static and dynamic behavior. To characterize the static behavior of each bridge in relation with the cables a uniformly distributed load has been applied on the main span and the resulting deflection, v_{total} , at mid span has been compared to the deflection at the same point if the deck was not supported by cables, v_{deck} . By supposing that the stiffness of the bridge is the sum of the stiffness of the deck and of the cable system it may be deduced that the participation of the cables in the total stiffness of the bridge is

$$\frac{k_{cables}}{k_{total}} = 1 - \frac{k_{deck}}{k_{total}} = 1 - \frac{v_{total}}{v_{deck}} \quad (1)$$

where K stands for stiffness, which is the inverse of flexibility. Resulting values for the different cases have been plotted on

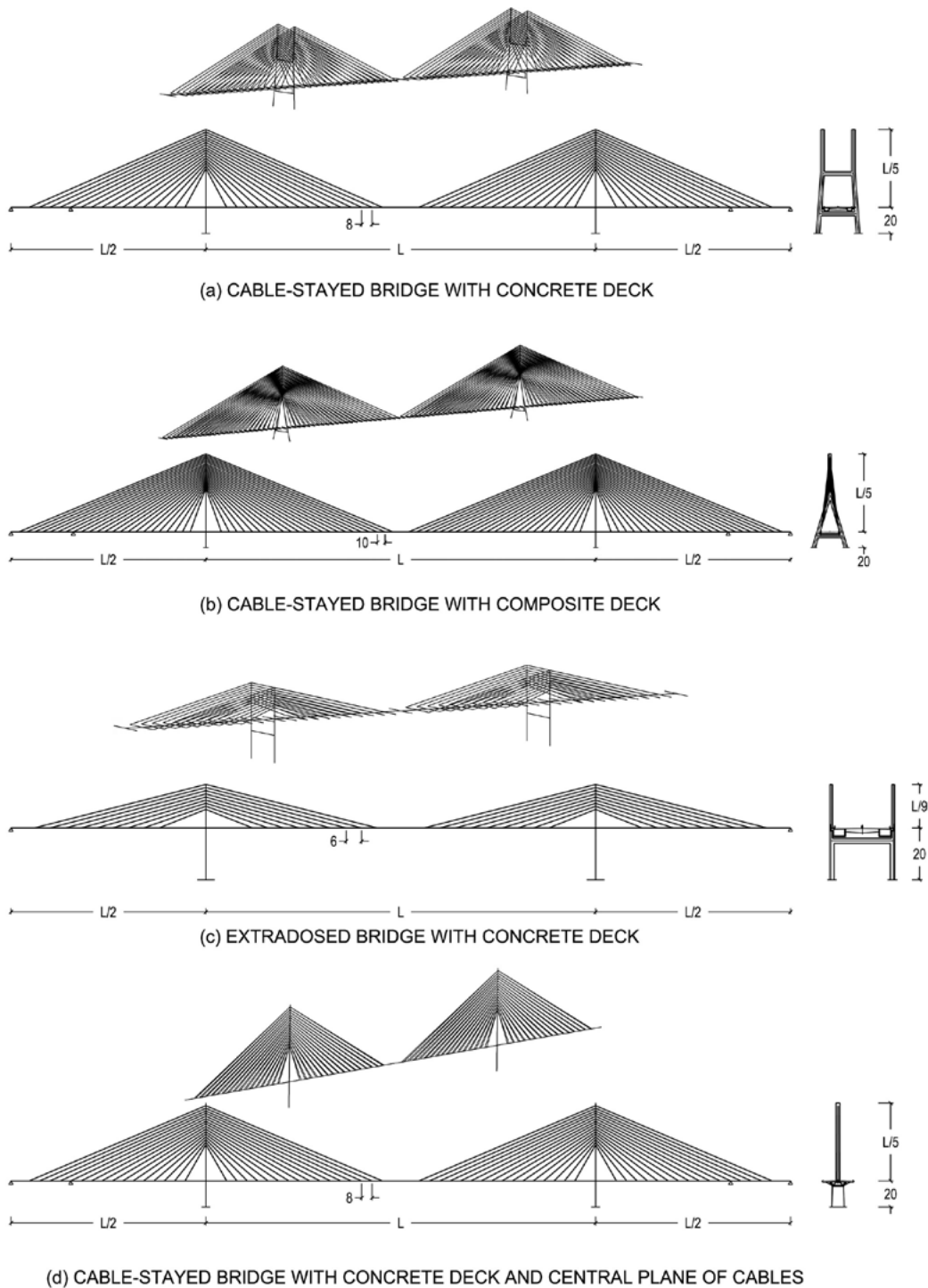


Figure 1. Layout and models for: a) Cable-stayed bridges with concrete deck (CS-CONC), b) Cable-stayed bridges with composite deck (CS-COMP), c) Extradosed bridges with a concrete deck (EX-CONC) and d) Cable-stayed bridges with concrete deck and central plane of cables (CC-CONC).

figure 2. In this figure it can be appreciated that, as it is well known, the stiffness of the cable-stayed bridges almost completely relies on the cable system since the deck depth to span ratio is smaller than 1/100 for the intermediate spans and smaller than 1/200 for the longer spans; this is not exactly true for the cases with a single plane of cables (and a closed box deck) since the corresponding deck is stiffer and the influence of a

concentrated load on the cables is smaller (because this load is shared among a larger number of cables) In the case of extradosed bridges, the deck and cables participation in total stiffness of the bridge is similar, around 50%; this is mainly due to the fact that the deck depth to span ranges between 1/30 and 1/50 which are values closer to those of a continuous girder bridge. This means, apparently, that the cable system would

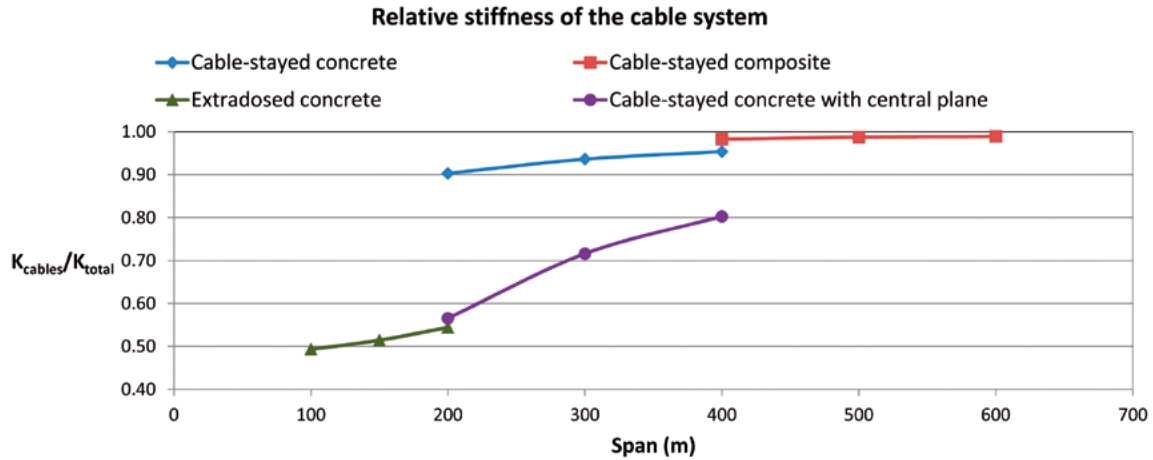


Figure 2. Relative stiffness of cable system for the selected bridge schemes.

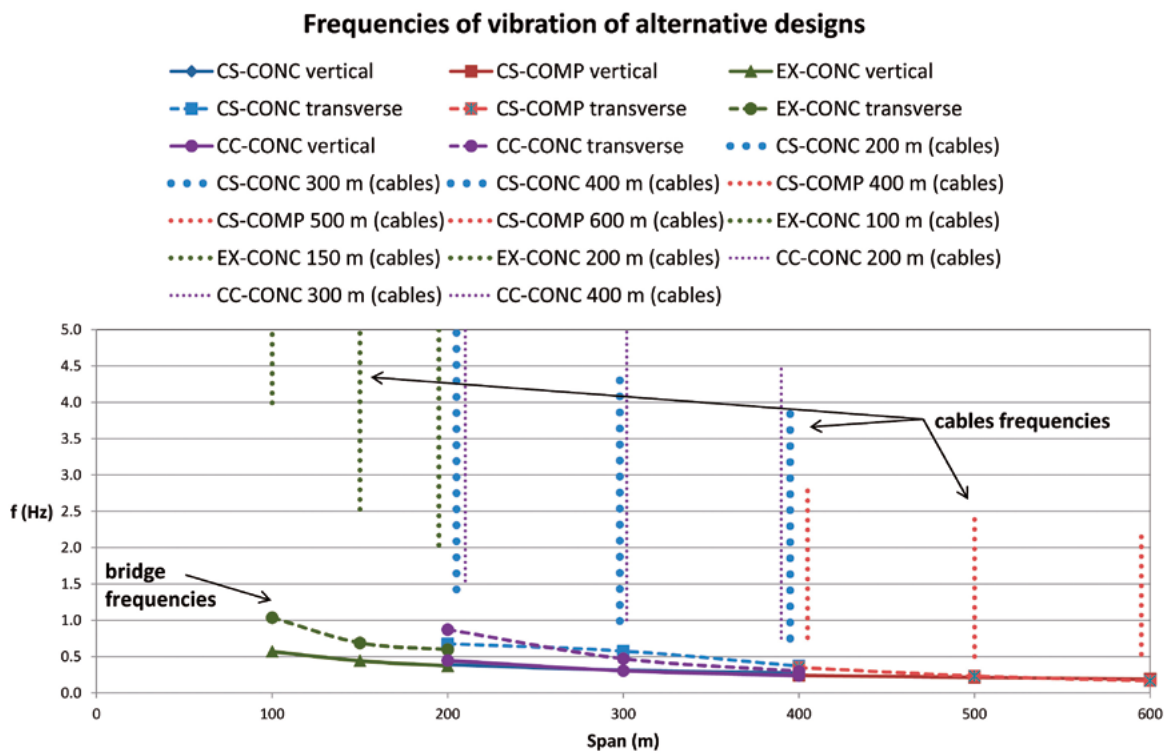


Figure 3. First vibration frequencies (vertical and transverse) for the different bridge schemes and for the cables.

absorb larger forces under service loads for the cable-stayed bridges than for extradosed bridges. This argument may be somewhat misleading as it will be shown later.

The dynamic behavior of the different bridge cases is mainly characterized by the vibration frequencies. Figure 3 shows the variation of the first frequencies (vertical and transverse) for each type of bridge as a function of the span length. It must be noted that there is certain continuity between the different bridge schemes which shows that the span length is the governing parameter with respect to vibration frequency, independently of the deck mass or the cable system configuration. In this respect, the comparison between the concrete bridges with alternative suspension systems (at edges or at the deck axis) and the same range of span lengths shows very

similar results. It is worth mentioning that in all cases the fundamental frequency has not been shown in figure 3 since in most cases it corresponds to a longitudinal movement of the deck and the pylons combined with an antisymmetric vertical movement of the deck; this frequency is very much dependent on the modeling of the deck supports and constraints which are defined on the basis of temperatures and other loads such as seismic and braking. Nevertheless this fundamental mode will become relevant in some cases as it will be shown later.

But the main purpose of this figure is to compare the bridge frequencies to the cables frequencies (only the fundamental cable frequencies have been plotted on figure 3). The vertical lines represent the range of variation of the fundamental cable

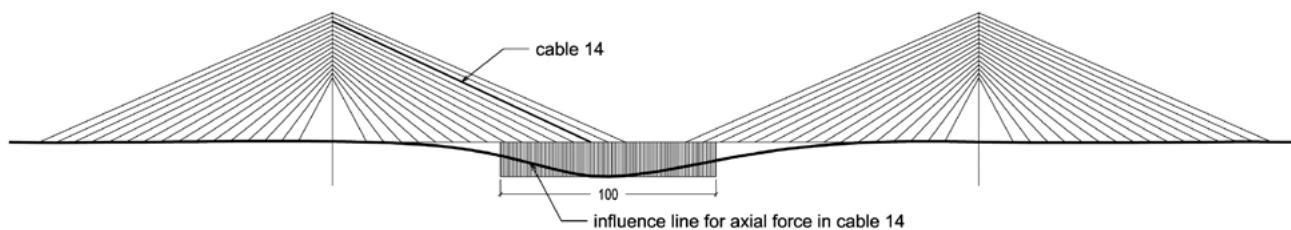


Figure 4. Influence line of axial force in cable 14 for the case of a cable stayed bridge with 300 m span and a concrete deck (CS-CONC 300 m).

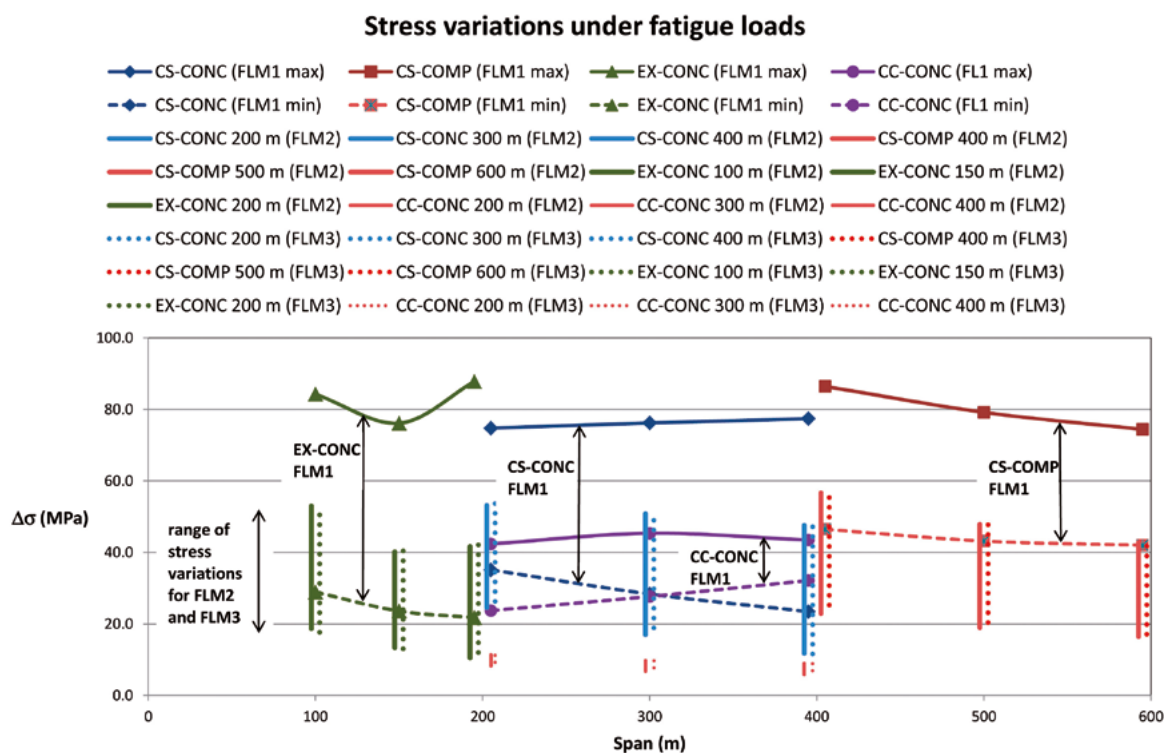


Figure 5. Stress variations for the three bridge classes and for the three fatigue load models (FLM1, FLM2 and FLM3).

frequencies for the different cables of the bridge; the shortest cables exhibit greater frequencies than the longest cables. The interest in comparing the bridge and the cables frequencies consist in investigating the possible coupling of bridge and cable vibrations. According to the present results this coincidence is more likely to occur for longer spans; it is very unlikely for extradosed bridges. In the case of cable-stayed bridges, figure 3 indicates no coincidence between the bridge and the cables frequencies but this happens with the particular models and designs which have been proposed here; different designs may drive to coincidences as it has happened historically. It has also to be pointed out that figure 3 only compares the first frequencies of the bridge and the cables but coincidence may occur between higher frequencies of different order for the bridge and the cables. This dynamic interference between the bridge and the cables will be studied later.

3. FATIGUE DUE TO LIVE LOAD

3.1. Static analysis

Static analysis is the standard method which is used in the design of the bridge. As previously mentioned, EN1991-2 [9] provides three fatigue load models named FLM1, FLM2 and FLM3 for defining maximum and minimum stresses due to different loads in the bridge (two more models are provided in relation to fatigue spectra). Fatigue load model FLM1 is a fraction of the standard LM1 model for static analysis of bridges (uniformly distributed load of 2.7 kN/m² and a 2 axle vehicle of 420 kN, both of them being applied on a single lane) while FLM2 and FLM3 consist of different vehicles with total weights ranging between 280 and 630 kN which are supposed to be representa-

tive of actual traffic (only a single vehicle is applied at a time on the full bridge for FLM2 and two vehicles for FLM3 although the second vehicle is only 30% of the first one).

An important fact to be taken into account is that any concentrated load applied on a cable-stayed bridge is distributed among many cables by the stiffening girder; consequently a distributed load which is applied along the whole bridge will have a more important effect on the cables than any concentrated load. This fact may be observed in figure 4 where the influence line for the axial force in one cable is shown in a case which has been taken as an example; this figure demonstrates that a uniformly distributed load may represent a very significant contribution to the axial force in any single cable. As shown in the figure, the effect of 2.7 kN/m^2 would be equivalent, for a 3.0 m wide lane to a concentrated load of $2.7 \times 3.0 \times 100 = 810 \text{ kN}$ which is heavier than any of the vehicles which are proposed to check fatigue conditions. The consequence is that fatigue load model 1 (FLM1) is conservative in the case of the cables as it is already recognized in its definition [9].

The effect of FLM1 is shown on figure 5 by two lines for each class of bridges: the top line corresponds to the maximum stress variation (usually corresponding to the shortest cable) and the lower line corresponds to the minimum stress variation (usually corresponding to one of the longest cables). In the same figure the vertical lines show the range of stress variations corresponding to FLM2 (continuous vertical lines) and to FLM3 (discontinuous vertical lines).

These results show that the stress variations corresponding to FLM2 and FLM3 are very similar and that they are generally below the fatigue limit when cables are designed on the basis of the maximum service stress being smaller than 0.45 GUTS for cable-stayed schemes and smaller than 0.60 GUTS for extradosed schemes. The reason for the equivalence between FLM2 and FLM3 results is that the heaviest vehicle has similar weight in both cases (a vehicle of 630 kN for FLM2 and a vehicle of 480 kN plus another one of 144 kN totalling 624 kN for FLM3)

Another important result is that the stress variations corresponding to the extradosed scheme are comparable to those of the cable-stayed schemes. Although this result may not be considered as general since it may depend on the design of the deck and on the maximum allowed service stress in the cables, it is important to point out that the trend to design the cables of the extradosed bridges with a higher service stress has to be first justified by an analysis if the stress variations under fatigue loads are smaller than a certain limit as proposed by the SET-RA Recommendations [8].

By comparing the results of the two concrete alternatives (deck anchored at the edges or at the center) it must also be noted that the deck stiffness plays a very important role since a stiffer deck distributes the fatigue load among a larger number of cables thus reducing the stress variations in the cables.

3.2. Dynamic effects of service loads

As all the fatigue load models of EN1991-2 include dynamic load amplification, previous static analysis is deemed to be sufficient for checking fatigue. Nevertheless, most bridge load standards are written for small to medium span bridges. Analyses and experimental checks have generally been performed

for such bridges [21,22]. Cable-stayed bridges, which are more flexible, may exhibit a different dynamic behavior and, as the purpose of the present paper is to compare all possible sources of fatigue, a dynamic check is being presented.

In a first phase, pavement is supposed to be perfect and no truck oscillations are considered. Then the analysis just consists in computing the effect of some particular moving loads. As the shape of the influence line of cable loads (figure 4) shows a long and smooth maximum, analysis of the maximum effect due to different vehicles may reduce to analyzing only the heavier vehicle. Then only the 630 kN lorry of the Eurocode FLM2 has been considered. The loads of the 5 axles of this vehicle have been moved at different velocities along one of the outside lanes of the bridge in order to obtain the maximum load variation in every cable. Although fatigue analysis would require a more detailed analysis to take into account damage calculation on the basis of the Palmgren-Miner rule and the rainflow cycle counting algorithm on a more realistic traffic model (such as the Eurocode FLM4 or FLM5) dynamic analyses have been performed to compute maximum stress variations (as it is done with static analyses with the FLM2 model) and to evaluate the importance of dynamic effects.

Results do not show a smooth variation since some local resonance effects may appear but it has been observed that within every bridge scheme they are quite consistent. Then it seems that the response of these bridges in terms of axial loads variations are relatively independent of span length and other parameters such as the relative rigidity between cables and deck, the mass of the deck, the distance between cable anchorages in the deck or the angle between the cables and the deck may be more relevant. Then results have been represented as mean values among all the span lengths of the dynamic amplification factor (DAF) for each scheme as in figure 6. In this diagram there are two curves for each bridge type: one corresponds to the maximum stress variation among all the cables of the main span of the bridge and the other one corresponds to the minimum value (maxima usually correspond to the shortest cables and minima correspond to the longest cables). These extreme values are actually the mean of the corresponding extreme values for the three span lengths which are being considered in each bridge scheme.

Although these results may not be taken as absolutely general since they depend on a number of factors as previously mentioned and they also may depend on the type of discretization and modelling which has been used in the calculations, they indicate important differences between the different bridge schemes. From the point of view of the main purpose of this article, it is worth to mention that the dynamic allowance which has been foreseen in the Eurocode is an impact factor of 1.2 for shear (the force which may be assimilated to cable force)[23]; only span lengths smaller than 200 m have been considered in the calibration of the Eurocode. Present results show dynamic amplification factors which are significantly greater than this value (up to 30% increase). This result indicates that the fatigue check for the cables of cable-stayed and extradosed bridges cannot be limited to computing the static variation of cable forces under FLM3 and FLM4; at least a dynamic analysis similar to what has been done here is to be performed.

But the movement of the loads is not the only cause for a dynamic effect on the cable forces. Pavement irregularities

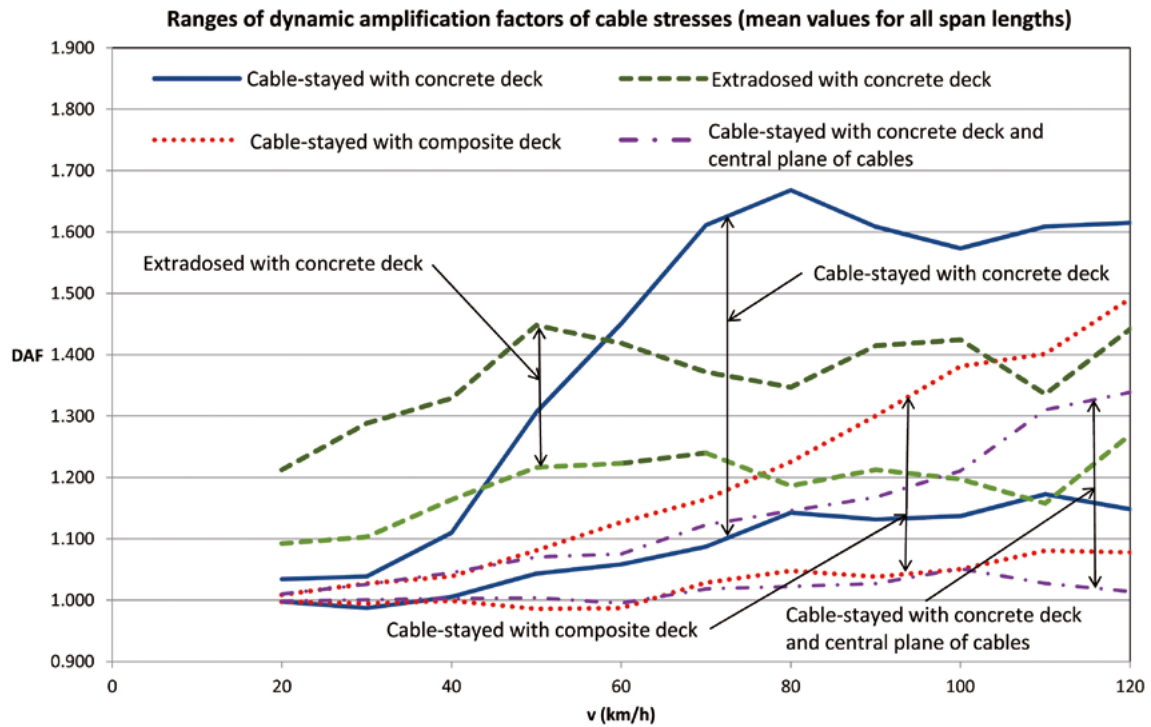


Figure 6. Maximum and minimum values of the mean dynamic amplification factor of cable stresses among all the spans within the same bridge type.

may also cause oscillations in the vehicles and, as a consequence, some variation of the applied loads. To study this effect, pavement irregularities can be modelled by means of a power spectral density function which takes into account not only the longitudinal variations of pavement height but also the transverse variations and the stiffness and damping of the suspension system of the vehicles [24, 25]. In the case of long span cable-supported bridges, and on the basis of the already mentioned shape of the line of influence of cable axial force, only the total vehicle applied load will be relevant; then it has to be expected that pavement irregularities will only have a marginal influence on cable forces.

Numerical simulation of pavement roughness is performed by means of its power spectral density, which is defined in ISO8608 [26] or in the Eurocode 1, Annex B [9] as

$$G(n) = G(n_0) \left(\frac{n}{n_0} \right)^{-2} \quad (2)$$

where $G(n)$ is the power spectral density, n is the spatial frequency (measured in cycles/m) and n_0 is a reference frequency which is taken to be 0.1 cycle/m. In this case the relevant value of $G(n_0)$ is $64 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$ for a good quality pavement (ISO8608 defines 5 categories of pavement ranging from very good to very poor). In cable supported bridges it is supposed that the quality of pavement is superior but it may turn out to be just good after a few years. For medium quality pavements $G(n_0)$ would be 4 times larger and for poor quality pavements it would be 16 times larger; consequently pavement roughness would be 2 and 4 times larger respectively than the roughness corresponding to a good quality pavement. The simulation of two parallel profiles is made by supposing that pavement is ho-

mogeneous and isotropic [24, 25] and 2048 frequencies have been considered between 0.01 and 10 m^{-1} . Road irregularities are sampled every 0.01 s, corresponding to 0.28 m for a vehicle velocity of 100 km/h.

The 630 kN FLM2 vehicle is modelled by a system of springs and dashpots connected by rigid beam elements as shown on figure 7. The different parameters of this model are summarized on table 1; these values are derived from its weights and dimensions, from the model used by Chen et al. [27] and from the well known fact that main vertical frequencies for trucks are around 3 Hz for suspensions and 9 Hz for tires [28].

TABLE 1. Mechanical characteristics of the 630 kN FLM2 vehicle

Mass of body (t)	59.0
Mass of wheels/axles (M_{w_i}) (t)	0.49; 0.81; 0.65; 0.65; 0.65
Height of center of gravity (m)	1.7
Moment of inertia I_x of body (tm^2)	19.7
Moment of inertia I_y of body (tm^2)	752
Moment of inertia I_z of body (tm^2)	752
Horizontal stiffness of tires ($k_{t_{hi}}$) (kN/m)	6500; 6500; 6500; 6500; 6500
Vertical stiffness of tires ($k_{t_{vi}}$) (kN/m)	14700; 29300; 19600; 19600; 19600
Horizontal damping of tires ($c_{t_{hi}}$) (kNs/m)	7; 7; 7; 7; 7
Vertical damping of tires ($c_{t_{vi}}$) (kNs/m)	7; 7; 7; 7; 7
Horizontal stiffness of suspensions ($k_{s_{hi}}$) (kN/m)	1500; 1500; 1500; 1500; 1500
Vertical stiffness of suspensions ($k_{s_{vi}}$) (kN/m)	1500; 3000; 2000; 2000; 2000
Horizontal damping of suspensions ($c_{s_{hi}}$) (kNs/m)	22; 22; 22; 22; 22
Vertical damping of suspensions ($c_{s_{vi}}$) (kNs/m)	22; 22; 22; 22; 22

In a first phase this model of the vehicle is set to run along a roughness profile which has been generated numerically as

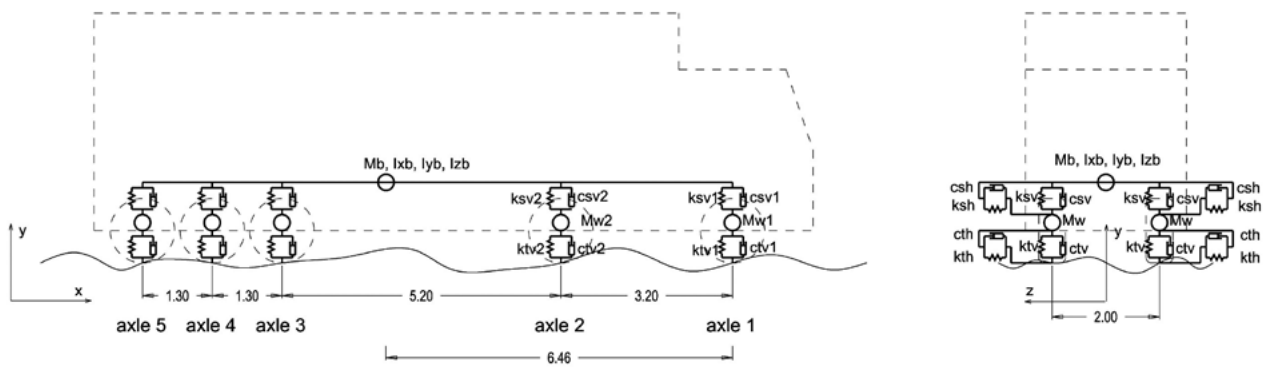


Figure 7. Mechanical model of the 630 kN FLM2 vehicle.

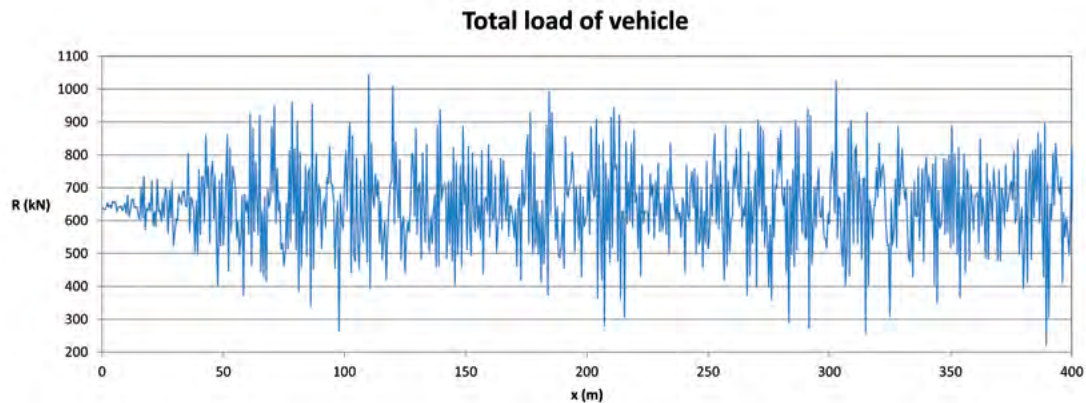


Figure 8. Total load of a 630 kN vehicle running at 100 km/h over a "good quality" pavement.

previously explained. The total reaction, which is the sum of the reactions at the 5 axles (10 wheel units) of the vehicle, is computed as a function of time or distance. In this simulation the velocity of the vehicle has been set at 100 km/h as the most likely velocity of the vehicle. Results, which are shown on [figure 8](#), are somewhat surprising since, for a 630 kN vehicle, total reaction may increase up to 1000 kN; this is a singular peak which may not be relevant but many peaks are observed above 800 kN; this roughly represents a 27% increase of the load, which may be very relevant.

Another interesting result is that a certain periodicity of the peaks may be defined for an 8.3 m distance, which for 100 km/h is equivalent to a time period of 0.3 s, or a frequency of 3.3 Hz. Since this frequency is very different for the fundamental frequencies of cable-supported bridges, no dynamic interaction may be expected between the vehicle vibrations and the bridge vibrations. Consequently, the bridge vibrations, and the corresponding cable load variations, may be studied by just applying the previous vehicle load histories to the bridge model in a step by step analysis. For so doing 128 modes of every bridge model have been considered to cover all possible interactions between the vehicle and the bridge (the frequency corresponding to the 128th mode depends very much on the type of bridge and boundary conditions which have been assumed in each case; for the models which have been considered in the study, the 128th frequency ranges between 5.34 and 31.18

Hz). In any case it has to be pointed out that, depending on the bridge structural model, cable forces may be determined by local modes with very high frequencies; this is the reason why results are shown in a relative format. Dynamic analyses have been performed for all the bridge models with the 7 load histories (similar to that of [figure 8](#)). Cable force variations are computed for each load history and the mean of these 7 values is retained as the likely variation of cable force.

Results are summarized in [table 2](#) where they are presented, for each bridge model, as the maximum dynamic amplification factor (DAF) among all the cables of the corresponding model. Although no final conclusions may be derived from these results because they correspond to particular bridge designs, to a single truck load and to a fixed velocity (100 km/h), it seems clear that concrete bridges are more sensible to the vehicles vibrations and that the final DAF's which have been obtained are far beyond the dynamic allowance which has been foreseen in the Eurocode for fatigue load models. The case of the cable-stayed bridge with a single plane of cables is somewhat different because of two reasons: a) the cables are in general less affected by concentrated vehicle loads since the deck by being stiffer distributes the loads among a larger number of cables and b) the heavy vehicle loads are applied on the outside lanes and they are transmitted more directly to a single plane of cables when the anchorages are located along the edges of the deck while they are transmitted to both cable

TABLE 2.
Maximum dynamic amplification factors among all the cables of each bridge ($v=100\text{km/h}$)

Static scheme	Span (m)	DAF for smooth pavement	DAF for rough pavement	DAF increase (%)	Mean DAF increase for each bridge type (%)
Cable-stayed with concrete deck	200	1.603	2.600	62	67
	300	1.683	2.768	64	
	400	1.433	2.492	74	
Cable-stayed with composite deck	400	1.441	1.851	28	30
	500	1.382	1.751	27	
	600	1.320	1.767	34	
Extradosed with concrete deck	100	1.408	4.101	191	182
	150	1.440	4.226	193	
	200	1.424	3.736	162	
Cable-stayed with concrete deck and sigle plane of cables	200	1.119	1.508	35	20
	300	1.226	1.360	11	
	400	1.206	1.376	14	

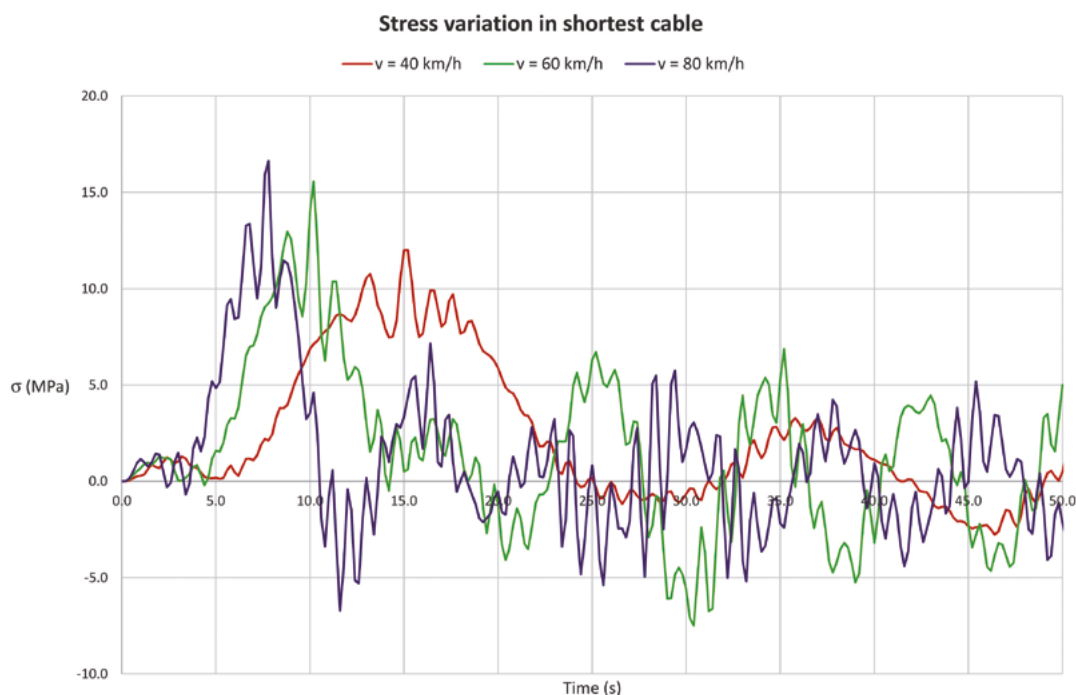


Figure 9. Cable stress variation for the shortest cable of the cable-stayed bridge with a concrete deck and 300 m span under the action of a 630 kN vehicle running at different velocities.

planes when the anchorages are located along the deck axis.

Another interesting result which has been derived from all these dynamic analyses refers to the number of load cycles. Figure 9 shows the variation of cable force in the shortest cable of the cable-stayed bridge with a concrete deck and 300 m span under the 630 kN vehicle travelling on a smooth pavement at different velocities. Apart from the increase of maximum stress which had already be shown on figure 6, it is interesting to see that bridge vibrations are persistent because of the low damping which is typical of cable-supported bridges (a 0.5% value has been assumed in all cases); this fact has already been signaled by other authors [21, 22]. Although

the stress variations which are shown on figure 9 are small in terms of possible fatigue damage, the superposition of several vehicles may bring the stress variations to fatigue prone levels. This kind of studies would require a traffic simulation (through Montecarlo models) and it is unpractical for design purposes but some research in this field would be interesting in order to take into account this effect in the fatigue checks.

3.3. Parametric excitation

Parametric excitation of the cables has been observed in a number of bridges and it has been reported and studied by

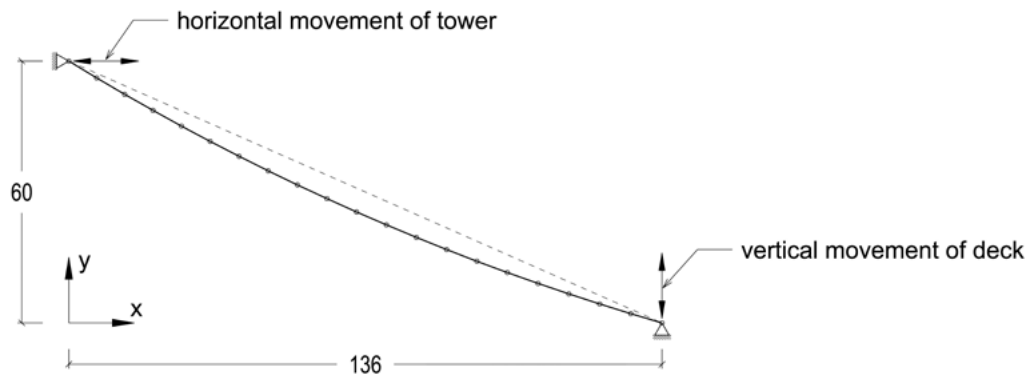


Figure 10. Numerical model of a cable.

many authors [29, 30]. It consists in the lateral (vertical and/or transverse) vibration of the cables due to the movement of the deck (and possibly also of the towers); the movement of the deck may be due either to vertical service loads or to transverse wind loads. If these movements of the deck are persistent (and it has already been shown before that they may be persistent as in figure 9), the movements of some cables may be very relevant if the parameters of these cables fall in the so-called instability zones which are defined as a function of the ratio between the frequencies of the structure and the cable. This is the reason why only some cables may be affected by this phenomenon in a particular bridge.

If the ratio between both frequencies is defined as $\beta=f/2f_c$ where f is the excitation frequency (usually coincident with the bridge frequency) and f_c is the cable frequency, the instability zones are mainly formed around $\beta=1$ ($f=2f_c$, called zone I) and around $\beta=0.5$ ($f=f_c$, called zone II) but depending on the amplitude of the excitation and on cable damping these ratios can move even far from these theoretical values. In practice, a threshold of excitation amplitude may be defined for each cable. The analytical solution of this problem requires forming a non-linear differential equation and trying to find unbounded solutions to it. Although this method may give a good insight to the problem, the check at design phase may be performed by means of a numerical model which may take into account all the circumstances of the problem: actual shape and slope of the cable, longitudinal deformability, direction and variation of the movements at its ends, geometrical non-linearities, damping and even possible bending stiffness. As it would be unpractical to try to consider all these variables, a simple case shall be presented in order to evaluate the importance of parametric excitation in the fatigue of the cable, which is the main purpose of this paper. According to figure 3, the cable-stayed bridge with a concrete deck and 300 m long span is the smallest bridge with a possibility of experiencing parametric excitation; then the longest cable of this bridge is adopted as a case study. The corresponding numerical model is shown on figure 10. The cable is modeled by means of 20 strut elements with no bending stiffness and fixed ends.

The rigorous analysis of the stability of the cable requires going through the following steps:

a) Defining the undeformed length of the cable and building a straight structural model composed of a reasonable number of strut elements (20 in this case).

- b) Submitting the model to the permanent force of the cable. The cable length will be increased up to the theoretical value corresponding to the final geometry of the bridge (as shown in figure 10) but it still will be straight.
- c) Submitting the model to the weight of the cable. The cable will adopt its catenary shape.
- d) Finally, the ends of the cable are submitted to the movements which have been computed in the analysis of the service loads (in this case the fatigue load models). The most relevant displacements are the vertical displacement of the deck and the horizontal (longitudinal) displacement of the tower as shown in figure 10. There is no problem in adding to these displacements the displacements in other directions at both ends.

All these steps have to be accomplished with a program which takes into account geometric non-linear effects since they absolutely condition the behavior of the cables. The most relevant anchorage displacements for the present cable are shown in figure 11, where it may be noted that the vertical movements of the deck are not very important once the vehicle has run through the bridge; the horizontal movements of the tower are more important and, as they damp very slowly, they are responsible for the largest cable force variations. Nevertheless it has also to be noted that the vertical displacements of the deck introduce a small oscillation ($\pm 5\text{mm}$) but with a frequency (1 Hz) which is similar to the fundamental frequency of the cable (0.93 Hz).

When these displacement histories (along with those corresponding to other directions) are applied on the model, the response may be analyzed by looking at cable rotations at the anchorages since these rotations are mainly responsible of stress variations at or close to the anchorages. The stress variation is computed as [8, 15]:

$$\Delta\sigma = 2\beta\Delta\alpha \sqrt{E\sigma_0} \quad (3)$$

where $\Delta\alpha$ is the cable rotation at the anchorage, E is the cable modulus of elasticity, σ_0 is the permanent cable stress and β is a factor which depends on the position and size of the elastomeric ring which is usually set near the anchorage (a value of 0.5 is usually applied for this parameter). It must be noted that in the case of a cable on a deviator (such as saddles or

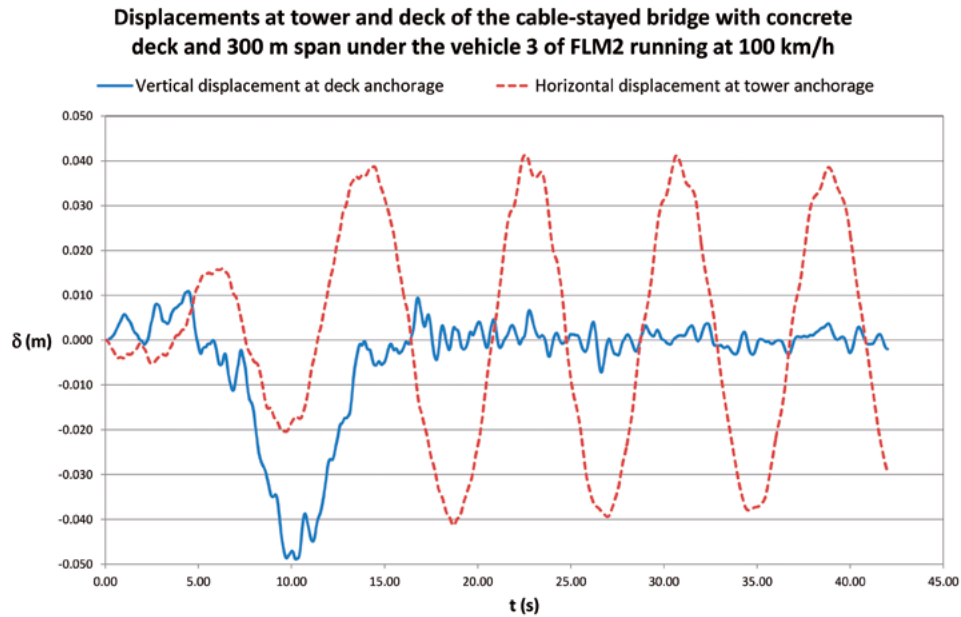


Figure 11. Variation of most relevant displacements at the tower and deck anchorages of the longest cable when the vehicle 3 of FLM2 (630 kN) runs through the cable-stayed bridge with a concrete deck and a 300 m long span at 100 km/h.

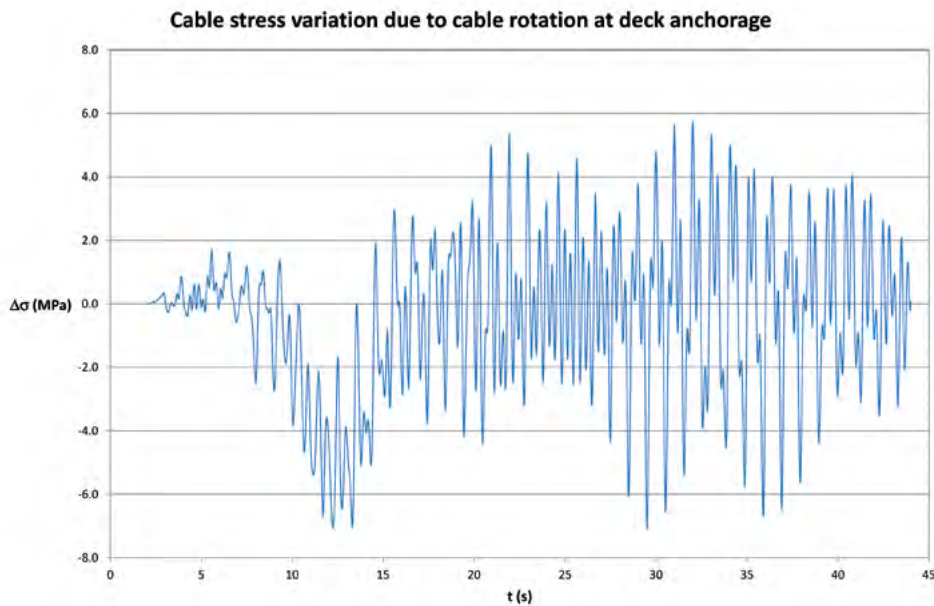


Figure 12. Stress variation due to cable rotation at the deck anchorage of the longest cable when the vehicle 3 of FLM2 (630 kN) runs through the cable-stayed bridge with a concrete deck and a 300 m long span at 100 km/h.

deviators for external prestressing or anchorages including a deviator) equation (3) should be modified to take into account the curvature effect on wire stress. The resulting stress variation which has been derived from the 630 kN vehicle is shown on figure 12. This figure shows relatively low values of stress variations, which had to be expected since the cable and bridge frequencies are not similar, but these values have to be added up to the uniform deformation of the cable due to the same vehicle either static (figure 5) or dynamic (figure 9). The vibration is stable since it shows a tendency to diminish with time. To look for possible instability zones, the same displacement histories have been applied to the cable after multiplying them

by an increasing factor ranging from 2 to 16 and no divergent vibrations have been observed; again, this result is the consequence of the absence of possible resonance effects. In a resonant condition, the situation might be completely different but in this case the concern would not only be fatigue but also cable strength. If these stress variations are added to those due to cable extension, total cable stress variation is obtained and resulting values are still small but relevant as shown on figure 13. According to this diagram, the maximum cable stress variation (difference between the maximum and minimum values) would be $18+10=28$ MPa while the maximum value obtained from the static analysis for this particular case was 17 MPa

Total cable stress variation due to cable extension and rotation at deck anchorage

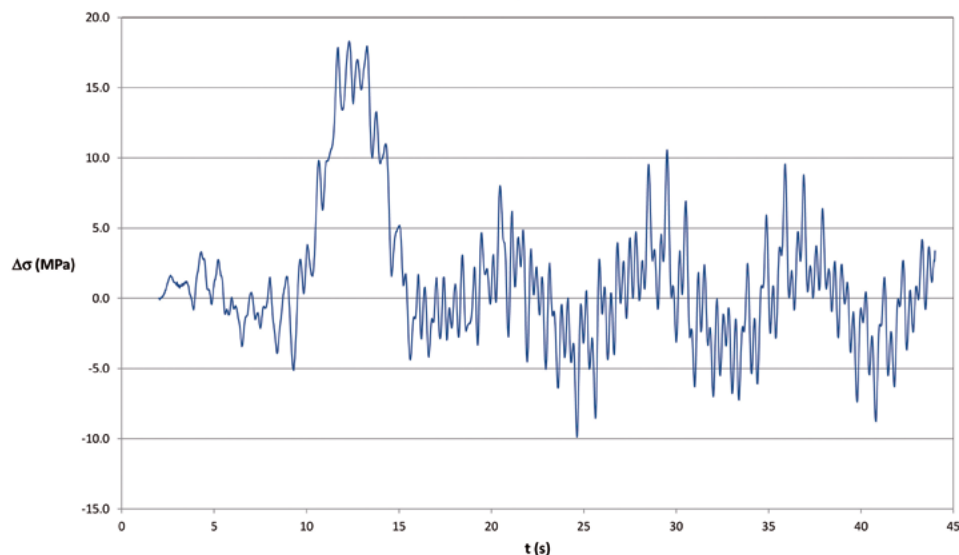


Figure 13. Total stress variation at the deck anchorage of the longest cable when the vehicle 3 of FLM2 (630 kN) runs through the cable-stayed bridge with a concrete deck and a 300 m long span at 100 km/h.

(data implicit in figure 5). Then the increment of the corresponding dynamic amplification factor after taking into account all the circumstances is $28/17=1.65$, which is well over the dynamic allowance which has been foreseen in the Eurocode.

In any case it has to be taken into account that the vehicle which has been considered in the analyses is the 630 kN vehicle of the FLM2 fatigue model which is quite exceptional and it already includes a dynamic allowance; from the point of view of fatigue, it would be necessary to consider all the vehicles corresponding to normal traffic (fatigue load models FLM4 or FLM5 are more appropriate) and results in terms of stress variations would be less relevant.

A similar analysis might be performed with respect to wind with similar results. The analysis should include buffeting effects to take into account the contribution of higher modes in the response of the bridge in order to activate possible parametric excitation of the cables.

A more rigorous analysis of this problem can only be performed on a particular case to take into account all the cables and all vehicle velocities to search for possible resonant effects. The example which has been shown here only considers non resonant effects for one cable and for one vehicle velocity. The response of the cable under resonance conditions (or even approaching resonance) may be completely different. What this analysis has shown is the fact that cable dynamics is a subject which has to be considered as one of the elements of design. It must also be pointed out that most cables which are being installed nowadays are provided with dampers and the resulting cable oscillations are very significantly reduced.

3.4. Aerodynamic effects due to service loads

Although no information has been published about aerodynamic effects due to service loads, these effects exist and they were detected during the monitoring and inspection of the

Sancho el Mayor cable-stayed bridge in Spain¹. This effect, which is obviously proportional to the square of the vehicle velocity, may be very important in the design of noise barriers for high speed trains and this is the reason why it is treated in the codes on railroad bridges [9]. As it also depends very much on the distance between the vehicle and the lateral structures (in this case, the cables), a reasonable minimum distance if there are no shoulders in the carriageway would be 1.75 m (half the width of the usual 3.5m lanes) plus the minimum safety distance between the traffic and the cables which is usually taken as 1.25 m (by today standards). Then the minimum distance between the vehicle axis and the cables would be 3.0 m. Consequently according to the Eurocode 1 [9], the basic pressure to be applied on the cables would be 0.12 kN/m^2 on a uniform vertical wall, or, in the case of the cables (with a drag coefficient of 0.8), 0.1 kN/m^2 if the vehicle velocity is 100 km/h. Then the scheme of pressures to be applied to the cables is as shown on figure 14.

Again in this case the longest cables are prone to experience the largest rotations at the deck anchorage so these are the cables to be checked. For so doing, the same model of the cable which was built to study parametric excitation (figure 10) is to be used for studying aerodynamic pressure from service loads. Only a few cases have been studied since this effect is not really important. These cases include short span bridges since the proportion of cable length being loaded is the highest and the longest span since a long cable may be prone to larger rotations at anchorages. Results are summarized on table 2. This table shows that the resultant stress variations are non-relevant in terms of fatigue for all cases. In actual bridges resultant stress variations may be larger because the distance between the vehicles and the cables may be significantly smaller but it

¹ The inspection and monitoring were carried out by the late Eng. Luis Ortega and the author. Results were not published.

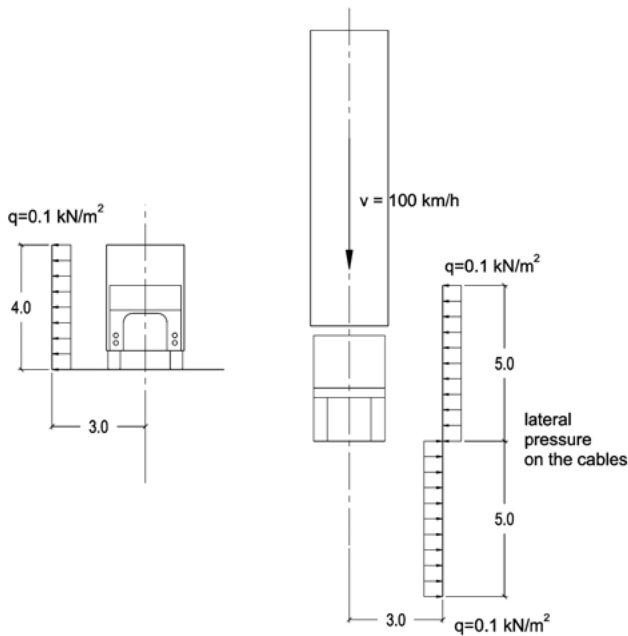


Figure 14. Pressure on cables for a heavy vehicle travelling at 100 km/h.

appears that, if the bridge is being designed according to current standards, aerodynamic pressure from traffic should not produce fatigue.

Table 2. Maximum stress variation in longest cable due to lateral aerodynamic pressure

Case	$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ (MPa)
Cable-stayed bridge with concrete deck – L=200 m	0.20
Cable-stayed bridge with concrete deck – L=300 m	0.34
Cable-stayed bridge with composite deck – L=600 m	0.89
Extradosed bridge with concrete deck – L=100 m	0.24

4. FATIGUE DUE TO WIND LOAD

As fatigue is the only concern of this study, the only wind effects which are to be considered are vortex shedding and buffeting. Galloping should in some cases be a matter of concern but only in those areas where ice forming in the cables is frequent. Wake galloping is also a phenomenon which has been observed in some bridges when the cables are organized in two close parallel vertical planes; as this is already a relatively well known effect, it may be avoided by different means. The case of rain-wind vibrations is somewhat similar although it is not yet fully understood; but the use of spiral strakes or protrusions or spherical dimples in the sheaths and dampers at the anchorages seems to have solved the problem in modern bridges. Then only the two previously mentioned phenomena are to be considered in this study.

4.1. Vortex shedding at the cables

Bridge vibrations due to wind flow vortex shedding are a matter of concern among bridge designers either in relation to

safety [31] or to comfort [32]. Nevertheless cable vibrations due to vortex shedding have been observed in some bridges [33] but they rarely are associated to fatigue problems. This is mainly due to the fact that critical wind velocities for the cables are very small and they should not cause relevant displacements in the cables. Critical wind velocity, U_c , is given by the equation [34]:

$$U_c = \frac{fD}{S_i} \quad (4)$$

where f is the cable frequency, D is the diameter and S_i is the Strouhal number whose value for a circular section is 0.18 [35]. As the range of fundamental frequencies for the cables ranges between 0.5 and 5 Hz (figure 3) and the mean diameter of the cables is 0.25 m, the range of critical velocities ranges between 0.7 m/s for the longest cables and 7 m/s for the shortest cables. These velocities should not cause important displacements in the cables. In the case of extradosed bridges fundamental frequencies for the shortest cables may increase up to 14 Hz and the corresponding critical velocity may reach 19 m/s which is a very relevant value; nevertheless this value corresponds to 15 m long cables, which should not be affected by vortex-shedding.

Nevertheless as vortex shedding vibrations actually happen, the cable deformation should be due to the development of higher vibration modes [33]. The study of such vibrations may be performed by applying the resonance model [33, 35, 36]. This methodology has given satisfactory results when comparing them to experimental values as shown on figure 15, corresponding to one cable of the River Suir Bridge in Ireland [33] (these cables were not equipped with external dampers). This figure shows that measured accelerations increase with wind velocity (it is especially relevant to observe results for wind velocities ranging from 10 to 15 m/s, which are far from the critical velocity corresponding to mode 1).

To study possible fatigue damage in the cables as a consequence of vortex shedding vibrations the same methodology may be applied. In a first stage and for a given cable, the maximum response for any given wind velocity is determined in terms of cable rotation at the anchorages. Then cable rotations are converted into stress variations by applying equation (3). For so doing it is determinant to define a value for damping ratio; if no dampers are provided a value of 0.1% (equivalent to 0.6% logarithmic decrement) should be applied; nowadays, as dampers are almost mandatory, a minimum value of 0.5% has to be applied although most suppliers claim they provide up to 2% damping; a value of 1% (equivalent to 6% logarithmic decrement) shall be used in this study. This value should increase for the longest cables as we will see that wind effects increase with cable length. The response is converted into cable stress by using equation (3). In a second stage Palmgren-Miner rule has to be applied once the statistical distribution of wind velocities and directions is known; alternatively, the Eurocode 1 [35] provides a simplified rule to avoid this computation.

Results are summarized in figure 16. All the points corresponding to every wind velocity have been plotted (there are 194 points for each velocity corresponding to all the cables for every one of the 12 bridges which are being considered). Then a continuous curve represents the envelope of all the results when the damping ratio of the cables is 1%; these max-

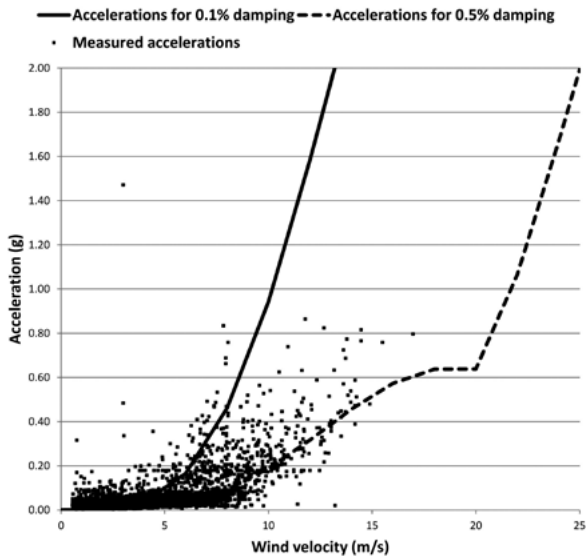


Figure 15. Measured and computed maximum accelerations at cable 16 of the River Suir bridge in Ireland [33].

imum values for each velocity generally correspond to the cable-stayed bridges with composite deck although they do not necessarily correspond to the longest cables nor to the longest spans; this curve indicates that vortex shedding by itself produces stress variations which fall below the fatigue limit although a combination with the oscillations which are due to service loads would yield larger values and might induce fatigue. Simultaneously a second curve has been drawn to represent the envelope of the results which would be obtained if damping ratio was reduced to 0.1% (a realistic value if anchorage dampers are not installed); in this case the stress variations may be larger than the fatigue limit and they could induce fatigue problems in the cables. In any case it must be taken into account that wind velocity very rarely exceeds 15 m/s (as

it may be observed in figure 15, which shows experimental values taken along more than one year) and the values shown on figure 16 for 0.1% damping are not as alarming as one could think from a fatigue point of view.

4.2. Buffeting at the cables

Sustained wind loads result in a relatively uniform pressure on the cables which is counteracted by a transverse sag and, consequently, by some cable rotations at the anchorages. These rotations would not be dangerous from the fatigue point of view if they were constant while wind is blowing (cycle counting would also be necessary after taking into account the frequency of wind storms). Nevertheless wind turbulence produces variations in the cable sag and, if the cables are long enough, wind may not be uniform along the full length of the cable and the resulting variable pressure yields some non-uniform transverse movement of the cables which may result in larger rotations and in a great number of loading cycles. The goal of this section is to give an oversight of the importance of this phenomenon in the overall behavior of the cables with respect to fatigue.

The response of the cables should depend on the turbulence characteristics of wind and the corresponding parameters depend on local conditions. Then it is necessary to assume some mean values of wind parameters: turbulence intensity shall be 0.15 and the mean height of cables with respect to ground has been assumed to be 60 m. The resulting integral scales of turbulence are derived as proposed by Strommen [37]. A wind history is digitally simulated [38] for a mean wind velocity of 20 m/s according to these parameters and the corresponding pressures are applied on the cable models which were presented before (figure 10). Two values of structural damping have been considered (0.1% and 1%) corresponding approximately to the cases where external dampers are applied to the cables or not. Aerodynamic damping has

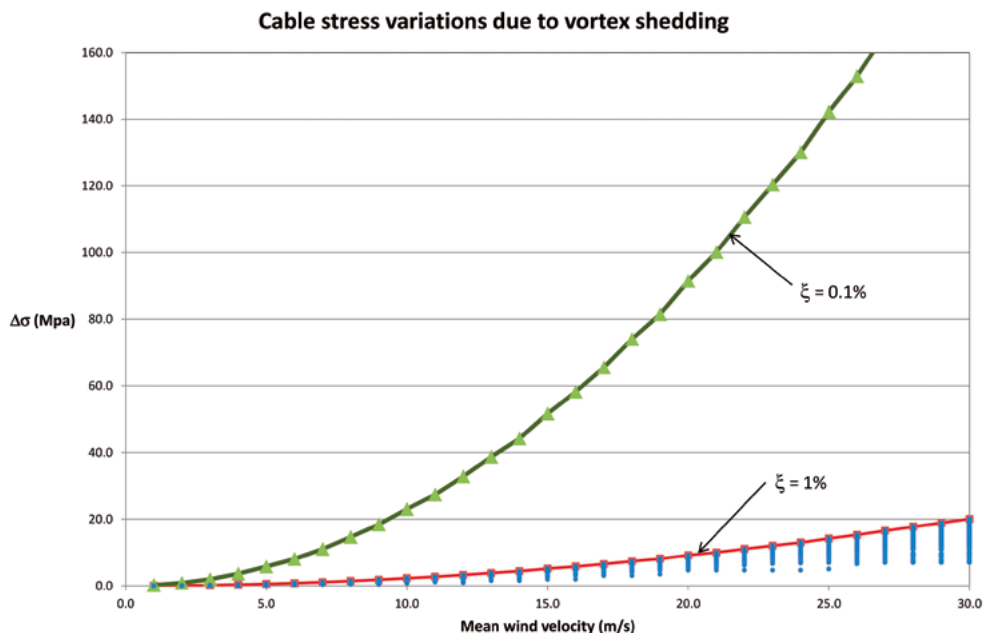


Figure 16. Cable stress variations due to vortex shedding at the cables for all the bridge solutions being considered and for two values of relative damping.

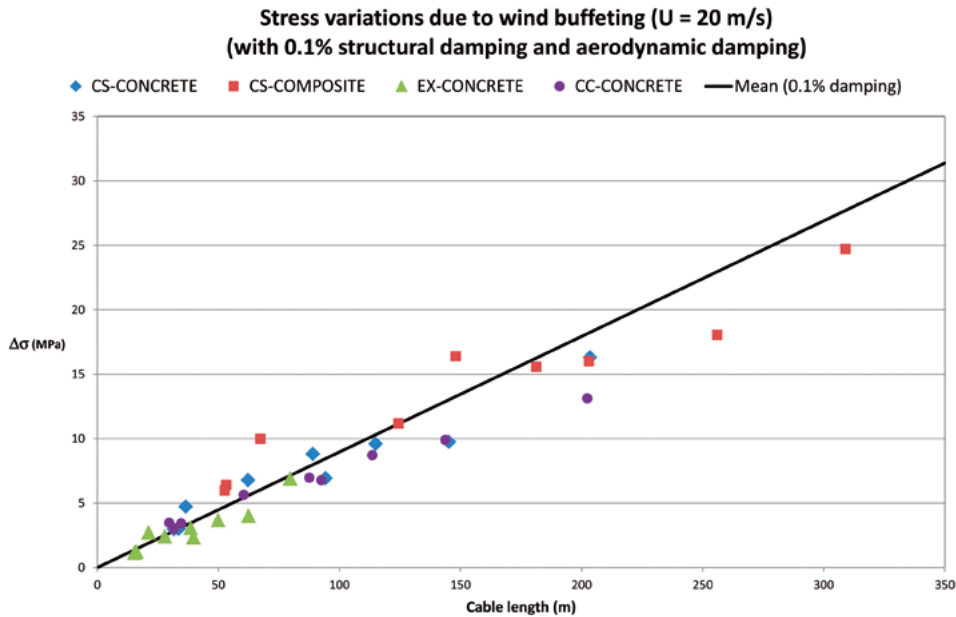


Figure 17. Stress variations in cables due to wind buffeting for a mean wind velocity of 20 m/s (0.1% structural damping and aerodynamic damping).

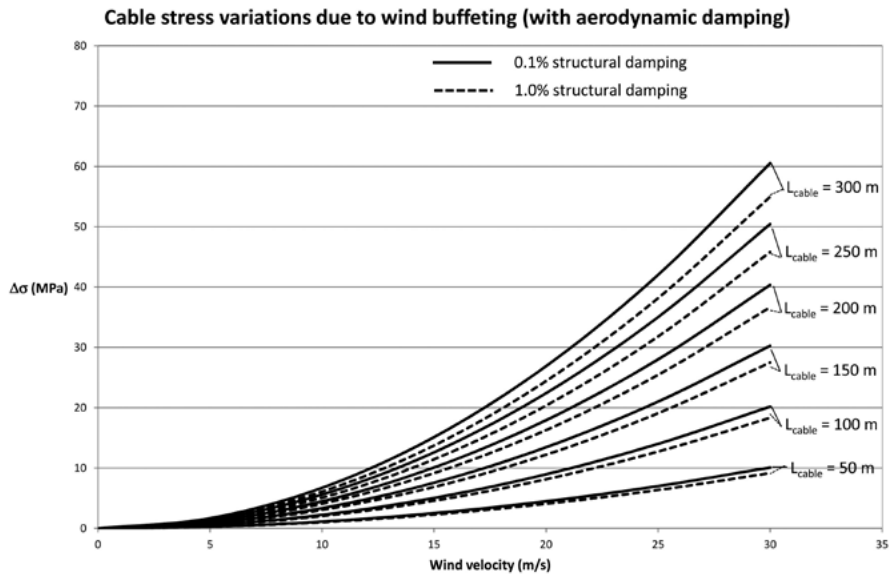


Figure 18. Stress variations in the cables due to wind buffeting as a function of wind velocity.

been considered in all cases since it may have a greater influence on the results than structural damping. Only three cables per bridge class have been studied: the shortest, the longest and an intermediate cable. Results are summarized on figure 17 for a structural damping of 0.1% in the cables and the corresponding aerodynamic damping.

This figure shows that cable length is the governing parameter in the definition of stress variations. Composite bridges seem to yield slightly larger values and this is due to the fact that the permanent force in the cables is generally smaller than for concrete bridges. If a mean regression line is computed from these results and this relation is applied to different wind velocities the diagram of figure 18 is obtained where the stress variations are plotted against wind velocity. This diagram allows an evaluation of the importance of wind buffet-

ing as a factor inducing fatigue. Stress variations for relatively frequent wind velocities (10 to 15 m/s) are smaller than 20 MPa, which is neatly smaller than the fatigue limit. The same calculations have been executed for two values of structural cable damping (0.1% and 1%) with smaller differences as compared to the results of vortex shedding; this due to the fact that the response to vortex shedding is resonant and then it is inversely proportional to damping while for buffeting the response corresponds to a variable force and this response is just slightly conditioned by damping. The values which have been obtained allow concluding that wind buffeting by itself may not induce fatigue. But again, it should be kept in mind that in this case the number of cycles is enormous during a wind storm and that these effects may be superposed to other effects which have been presented before.

Table 3.
Summary of stress variations in the cables of cable-stayed bridges

Fatigue source	CS-CONCRETE $\Delta\sigma$ (MPa)	CS-COMPOSITE $\Delta\sigma$ (MPa)	EX-CONCRETE $\Delta\sigma$ (MPa)	CC-CONCRETE $\Delta\sigma$ (MPa)
FLM1 (static)	23.4 - 77.4	42.0 - 86.4	21.8 - 87.8	23.7 - 45.4
FLM2 (static)	11.7 - 53.2	16.4 - 56.7	10.5 - 53.0	5.8 - 11.4
FLM3 (static)	11.5 - 53.7	16.3 - 55.4	9.4 - 50.5	5.7 - 11.2
FLM2 (dynamic, smooth) (mean increment with respect to static)	+38%	+21%	+30%	+13%
FLM2 (dynamic, rough) (mean increment with respect to static)	+101%	+50%	+185%	+31%
FLM2 (parametric excitation)(maximum increment found with respect to static)	+65%			
Aerodynamic lateral pressure (maximum values found in particular examples)	0.3	0.9	0.2	not checked
Vortex shedding (maximum values for any category)	For v=10 m/s: 23.0 MPa ($\xi=0.1\%$) and 2.3 MPa ($\xi=1\%$) For v=20 m/s: 91.5 MPa ($\xi=0.1\%$) and 9.2 MPa ($\xi=1\%$)			
Wind buffeting for 150 m long cables	For v=10 m/s: 3.4 MPa ($\xi = 0.1\%$) and 3.0 MPa ($\xi = 1\%$) For v=20 m/s: 13.4 MPa ($\xi = 0.1\%$) and 12.2 MPa ($\xi = 1\%$)			
Wind buffeting for 300 m long cables	For v=10 m/s: 6.7 MPa ($\xi\omega = 0.1\%$) and 6.1 MPa ($\xi = 1\%$) For v=20 m/s: 26.9 MPa ($\xi = 0.1\%$) and 24.4 MPa ($\xi = 1\%$)			

5. CONCLUSIONS

Fatigue conditions have been studied for the cables of cable-stayed bridges and extradosed bridges. Present methodology to check fatigue safety is based on the application of a number of fatigue load models which incorporate a dynamic allowance. According to the results which have been obtained for a wide range of bridges fatigue is generally not governing the design of the cables for highway bridges. The same may not be applicable to railroad bridges as it has been shown elsewhere [39].

As many potential causes for fatigue in the cables have been studied along this paper, a summary of relevant numerical values has been prepared (table 3) in order to compare the relative importance of these factors. This table only shows the minimum and maximum stress variations in each category.

The present study has shown that the dynamic allowance which is implicit in the definition of fatigue load models of the Eurocode may not be sufficient to check for fatigue. Dynamic stress variations in the cables due to the movement of the loads and to the roughness of pavement have been found to be relevant as compared to the stress variations obtained through a static analysis. In the cases where the cables are anchored at the deck axis, the influence of dynamic analysis and pavement roughness seems to be minor, mainly due to the fact that the fatigue loads are applied on the outside lanes (far from the cables) and these loads are shared by a greater number of cable stays.

In any case, the results relative to live loads and their dynamic effects show that it would be interesting to incorporate into the design methodologies a more precise description of service loads in order to allow a detailed check of actual stress oscillations (real or majored loads, number of cycles, effect of pavement roughness). This can only be done after a rigorous campaign of cable stress variations in monitored bridges. Present research has shown that these effects are relevant but the knowledge which is available to designers is not sufficient to undergo reliable alternative design methodologies. Future

structural codes should provide more precise descriptions of service loads in order to allow fatigue analyses taking into account dynamic effects and cycle counting. Present PTI method [14] is a good step forward although still very rough.

Parametric excitation and aerodynamic pressure from traffic have been found to yield very small stress variations. In the case of parametric excitation these conclusions apply to the range of bridges which has been considered but it may happen that in a particular bridge this phenomenon could be relevant. The recommended methodology to study parametric excitation has been presented.

Aeroelastic effects have been found to yield relatively small stress variations but they are relevant since they happen very frequently and they may be superposed to significant loads from traffic. Then it would be worthwhile to study possible conjunction between traffic, vortex shedding and buffeting. The presence of cable dampers reduces very significantly the stress variations due to vortex shedding effects while wind buffeting effects have been shown to be relatively independent of the cable damping.

Another idea which comes out as a conclusion of this research is the fact that a certain number of improvements of cable systems such as the presence of concentrators, dampers, patterned sheath surfaces or helical strakes have an obvious positive influence in the fatigue behaviour of cable stays and they have an almost null effect in the present design rules. This research has shown that a more rigorous analysis of cable stress variations would take into account these improvements and would result in positive effects for this technology.

Present design rules for cables are mainly based on limiting the axial stress in the cables and comparing it with a small value with respect to the actual strength of the steel (the well known $0.45f_u$ criterion). This limits very much the stress amplitude range and reduces the risk for fatigue (this is the main reason for maintaining those small stress limits). These rules have been proved to be safe since almost no accidents have been reported on modern bridges. Then a possible increase of

these limits could be considered but such an increase would require the consideration of all the effects which have been presented in this paper. This a goal which is worth to be investigated since it would end up in a reduction of materials quantities and, consequently, in more sustainable bridge designs.

Acknowledgement

The author is indebted to the late Eng. Luis Ortega Basagoiti for a lifelong friendship as well as for his comments on the importance of durability, repair and maintenance aspects in the design of bridges. We collaborated in the inspection and repair of several cable-stayed bridges and this paper is inspired by our discussions around this topic.

References

[1] Pipinato, A., Pellegrino, C., Fregno, G., Modena, C. (2012) Influence of Fatigue on Cable Arrangement in Cable-stayed Bridges, *International Journal of Steel Structures*, 12, 107-123, <https://doi.org/10.1007/s13296-012-1010-5>

[2] Otaola, J. (1982) Replacing Corroded Cables on a Cable-Stayed Bridge, *Civil Engineering—ASCE*, 52 (9), 78-80.

[3] Mehrabi, A.B., Ligozio, A. Ciolko, S.T. Wyatt, (2010) Evaluation, Rehabilitation Planning, and Stay-Cable Replacement Design for the Hale Boggs Bridge in Luling, Louisiana, *Journal of Bridge Engineering (ASCE)*, 15, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000061](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000061)

[4] Sandberg, J., Hendy, C.R. (2010) Replacement of the stays on a major cable-stayed bridge, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering*, 163, 31-42, <https://doi.org/10.1680/bren.2010.163.1.031>

[5] Lavery, C., Moore, P., Vonk, E., Nagtegaal, G. (2013) Replacement of the Cable Stays at the Eijk Bridge, The Netherlands, *LABSE Symposium Report 99 (5)*, <https://doi.org/10.2749/222137813806548433>

[6] Dieng, L., Helbert, G., Chirani, S.A., Lecompte, T., Pilvin, P. (2013) Use of shape memory alloys damper device to mitigate vibration amplitudes of bridge cables, *Engineering Structures*, 56, 1547-1556, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.018>

[7] Basu, S., Chi, M. (1981) Analytical Study for Highway Bridge Cables, *Federal Highway Administration, Report FHWA/RD-81/090*.

[8] Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA), (2002) Cable stays Recommendations of French interministerial commission on Prestressing.

[9] European Committee for Standardization (2003) Eurocode 1: Actions on structures— Part 2: Traffic loads on bridges, EN 1991-2:2003.

[10] European Committee for Standardization (2005) Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.9: Fatigue, EN 1993-1-9:2005.

[11] European Committee for Standardization (2006) Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.11: Design of structures with tension components, EN 1993-1-11:2006.

[12] International Federation for Structural Concrete (fib) (2019) Acceptance of stay cable systems using prestressing steels, Bulletin 89, ISBN 978-2-88394-130-4.

[13] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (2017) LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition.

[14] Post-Tensioning Institute (2018) Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation, PTI DC45.1-18.

[15] Spanish Association for Structural Concrete (ACHE), (2007) Manual de tirantes, Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, ISBN: 9788438003534 (in Spanish).

[16] Wang, X., Wu, Z. (2011) Modal damping evaluation of hybrid FRP cables with smart dampers for long-span cable-stayed bridges, *Composite Structures*, 93, 1231-1238, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2010.10.018>

[17] Xie, X., Li, X., Shen, Y. (2014) Static and Dynamic Characteristics of a Long-Span Cable-Stayed Bridge with CFRP Cables, *Materials*, 7, 4854-4877, <https://doi.org/10.3390/ma7064854>

[18] Yang, Y., Wang, X., Wu, Z. (2015) Experimental Study of Vibration Characteristics of FRP Cables for Long-Span Cable-Stayed Bridges, *Journal of Bridge Engineering (ASCE)*, 20, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.000656](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.000656)

[19] Feng, B., Wang, X., Wu, Z. (2019) Fatigue life assessment of FRP cable for long span cable-stayed bridge, *Composite Structures*, 210, 159-166, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.11.039>

[20] Svensson, H. (2012) *Cable-Stayed Bridges*, Ed. Ernst & Sohn.

[21] O'Brien, E.J., Rattigan, P., González, A., Dowling, J., Žnidarič, A. (2009) Characteristic dynamic traffic load effects in bridges, *Engineering Structures*, 31, 1607-1612, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.013>

[22] O'Brien, E.J., González, A., Žnidarič, A. (2010) *Recommendations for dynamic allowance in bridge assessment, Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization* – Frangopol, Sause & Kusko (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-87786-2.

[23] Sanpaolesi, L., Croce, P. (2005) Design of Bridges, Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007.

[24] Oliva, J., Goicolea, J.M., Antolín, P., Astiz, M.A. (2013) Relevance of a complete road surface description in vehicle-bridge interaction dynamics, *Engineering Structures*, 56, 466-476, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.029>

[25] Oliva, J., Goicolea, J.M., Astiz, M.A., Antolín, P. (2015) Fully three-dimensional vehicle dynamics over rough pavement, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Transport, 166, 144-157, <https://doi.org/10.1680/tran.11.00006>

[26] International Organization for Standardization (2016) Mechanical vibration – Road surface profiles – Reporting of measured data, ISO 8608:2016, <https://www.iso.org/standard/71202.html>

[27] Chen, N., Li, Y., Wang, B., Su, Y., Xiang, H. (2015) Effects of wind barrier on the safety of vehicles driven on bridges, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 143, 113-127, <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2015.04.021>

[28] O'Connor, C., Shaw, P.A (2000) *Bridge Loads*, Spon Press.

[29] Clément, H., Crémone, C. (1996) Étude mathématique du phénomène d'excitation paramétrique appliqué aux haubans de pont, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, OA 18.

[30] Caetano, E. (2009) Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges, *LABSE Bulletin SED 9*, Zurich.

[31] Astiz, M.A. (2010) Wind-induced vibrations of the Alconétar bridge, Spain, *Structural Engineering International*, 20, 195-199, <https://doi.org/10.2749/101686610791283696>

[32] Larsen, A., Poulin, S. (2005) Vortex-shedding excitation of box-girder bridges and mitigation, *Structural Engineering International*, 15, 258-263, <https://doi.org/10.2749/10168660577962919>

[33] Astiz, M.A. (2016) *Towards a standard policy for structural monitoring in cable-stayed bridges, Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Networks*, eds. T.N.Bittencourt, D.M.Frangopol, A. Beck, Taylor & Francis, 23-38, ISBN 9781138028517.

[34] Simiu, E., Scanlan, R.H. (1996) *Wind effects on structures : fundamentals and applications to design*, Wiley, ISBN: 0471121576.

[35] European Committee for Standardization (2005) Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions-Wind actions, EN 1991-1-4:2005.

[36] Ruscheweyh, H. (1980) *Wind induced vibrations of towers and stacks, Practical experiences with flow induced vibrations*, Eds.E. Naudascher & D. Rockwell D, 709-719, Springer (1980), ISBN: 3-540-10314-7.

[37] Strommen, E.N. (2010) *Theory of bridge aerodynamics*, Springer, ISBN: 3642448135.

[38] Cao, Y., Xiang, H., Zhou, Y. (2000) Simulation of stochastic wind velocity field on long-span bridges, *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 120, 1-6, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399126:1(1).

[39] Elices, M., Llorca, J., Astiz, M.A. (1994) *Fatigue of steels for concrete reinforcement and cables*, Handbook of Fatigue Crack Propagation in Metallic Structures, Ed.: A. Carpinteri, Elsevier, 191-220, ISBN: 978-0-444-81645-0.

Permanent Structural Health Check of Signature Bridges

Comprobación permanente del comportamiento estructural de puentes singulares

Helmut Wenzel^a

^a WENZEL Consult, Vienna, Austria

Recibido el 13 de octubre de 2020; aceptado el 18 de febrero de 2021

ABSTRACT

Asset management of signature bridges requires innovative approaches. Decision making cannot follow available codes and standards because these do not cover the extraordinary size and importance of these assets. Decision making in asset management shall be based on reliable data and prediction technologies.

In order to ensure safety, durability and operability, information on the structural performance of the respective bridge is required. Monitoring producing information on the performance of these structures has become mature after intensive research and development funded by the European Commission. Most of the parameters that describe bridge performance can now reasonably be monitored.

The paper includes an example of successful implementation, refers to a useful classification and specifies the applicable standards that can provide a framework for risk-based asset management approaches.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Bridge performance, structural health management, monitoring of signature bridges, decision making, asset management, risk based application.

RESUMEN

La gestión de puentes singulares requiere enfoques innovadores. Las decisiones no pueden basarse en los códigos y normas disponibles porque estos no cubren el gran tamaño y la importancia de estas infraestructuras. La toma de decisiones en la gestión de estas infraestructuras se basará en tecnologías fiables de gestión de datos y predicciones.

Con el fin de garantizar la seguridad, durabilidad y operatividad, se requiere información sobre el comportamiento estructural de cada puente. Los resultados provenientes de la instrumentación acerca del comportamiento de estas estructuras han llegado a un nivel de madurez después de una intensa investigación y desarrollo financiado por la Comisión Europea. La mayoría de los parámetros que describen el comportamiento del puente se pueden ahora supervisar razonablemente.

El documento incluye un ejemplo de implantación exitosa, presenta una clasificación útil y especifica las normas aplicables que pueden proporcionar un marco para el enfoque de gestión de infraestructuras basados en el riesgo.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Comportamiento de puentes, gestión del comportamiento estructural, Instrumentación de puentes singulares, toma de decisiones, gestión de infraestructuras, aplicación basada en riesgos.

1. INTRODUCTION

Performance-based bridge management is key when large infrastructure assets are part of the portfolio. It is common practice that such critical structures are equipped with monitoring systems that deliver the necessary data for performance assess-

ment. As there exists a major gap between the high-tech monitoring technology and the cost-oriented asset management, it becomes necessary to introduce systems that satisfy both ends. A technology to perform permanent structural health monitoring with an easily understandable interface to operators is presented in this paper.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: helmut.wenzel@wenzel-consult.com (Helmut Wenzel).



Figure 1. Osmangazi Bridge, Turkey, 2016; 1550 m main span.

Signature bridges (figure 1) are designed and operated beyond the valid codes and standards. In order to ensure safety, durability and operability, information on the structural performance of the bridge is required.

Monitoring producing information on the performance of structures has become mature after intensive research and development. Most of the parameters that describe bridge performance can be monitored.

The question is: How can these data be converted into relevant information for decision making?

2. CLASSIFICATION OF BRIDGES AND RELEVANT STANDARDS

Bridges are prototypes. Any “one-size-fits-all” strategy will produce a large range of results. This does not support decision making but rather disqualifies any statistical approach.

The usual bridge inventories do not distinguish between a small single-span bridge and a huge signature structure. To get useful results on fleet level, it is proposed to split the inventories into three categories as described below.

Depending on the character of the structure and its specific requirement, it is proposed to create three categories of bridges, which will receive different management approaches.

- Standard bridges represent 95 % or more of the bridge stock and can be handled by the existing technologies

with standardised thresholds and risk scenarios.

- Special bridges: These cover bridges which require special attention due to either design characteristics, large spans or special exposure to environment. For these bridges more information is required, and monitoring systems are recommended. The target is a reduction of uncertainties. The structures will be handled on an individual basis with extended refined procedures.
- Specific Signature bridges (Landmarks): There are structures that desire the highest attention because of their specific exposure, known deficiencies or the magnitude of consequences in case of failures. Lack of resilience (i.e. Morandi Bridge collapse) and brittle behavior (i.e. Reichsbrücke Vienna collapse) are their character. These bridges shall be handled applying risk-based approaches covering also “Unknown Unknowns” under the advice of experts.

This paper addresses the last category of bridges.

Signature bridges are designed beyond existing codes and standards. Due to their extent and complexity, they do not fit into the applied standard frameworks. In order to clarify that these kinds of “extraordinary structures” are not covered by our Eurocode EN 1990, it is specified in the introduction that “extraordinary structures” require “expert engineering input” in order to assess the applicability of the code and to define necessary deviations. The usual way to understand signature bridges is monitoring of performance parameters and implementation of performance models.

Applicable Standards

The framework for application of the developed methodology are the following standards:

- ISO 55000 Asset Management [1].
- ISO 31000 Risk Management Framework [2].
- EN 16991:2018 Risk-based Inspection [3].
- ISO 21928-2 Sustainability Assessment of Civil Engineering Works [4].
- Further relevant standards to be case specifically selected.

Bridge Parts of the Eurocodes: A bridge designer should use EN 1990 for the basis of design [5], together with EN 1991 for actions [6], EN 1992 to EN 1995 [7]-[10] (depending on the material) for the structural design and detailing, EN 1997 for geotechnical aspects [11] and EN 1998 for design against earthquakes [12].

3. ASSESSMENT OF SIGNATURE BRIDGES

There are good reasons why monitoring based approaches are rarely accepted. Monitoring-based assessment has suffered from the absence of clear objectives when monitoring systems are planned and realised. Actually, everything could be monitored but at which costs? Another aspect is the absence of sufficient know-how and personnel in the asset management teams. If we consider these practical aspects, we will be able to design and implement useful systems that will receive the necessary attention and acceptance.

We mainly distinguish between objectives that are of scientific nature like the verification of design, the comparison of theoretical to actual performance or the behaviour in extreme events. This requires extensive monitoring systems and specific expert input in order to utilize the potential of a large expensive monitoring system.

On the other hand, asset management of bridges requires information on selected parameters on a long-term basis. This will allow the necessary quantified assessment of current condition and, depending on the length of record, a reasonable prediction of future performance.

3.1. Asset Management-Driven Monitoring Concept

Asset management desires smooth operation which requires a reliable steady structural performance (figure 2). In case performance is degrading, the main interest is on the remaining time of safe performance. Under our current bridge realisation conditions, it might take 10 years to activate a replacement of a bridge in a difficult environment. Therefore, the monitoring concept has to produce long-term records in this procedure. It has to be assumed that the data are evaluated automatically giving a warning when certain thresholds are passed. The dynamic signature of a structure has been found best suitable for this purpose.

Comparison of RiskMan Approach to Current Practice (from top down to bottom up)

The 3 procedures described below concern the most applied current practice by end users, the status developed by scientists in European projects (Samco – IRIS – SafeLifeX) and the objectives of the RISKMAN proposal. The approaches of these applications can be characterized by:

- Condition-based bridge management [13, 14] is performed on national level driven by day-to-day demands. Europe is extremely fragmented in this sector.
- The science-driven approach [15] developed in European projects implements the difficult transformation from deterministic to probabilistic and the inclusion of life-cycle management. The Technology Readiness Level (TRL) of this approach is at least two levels below the required one and is therefore not yet ready for wide practical implementation.
- The RISKMAN approach [16] identifies all the gaps, brings useful developments of numerous projects performed together and offers support tools for practical implementation. The transformation from “must-have” (top down) to “good-to-have” (bottom up) will be enabled.

3.2. Condition-based Bridge Management

The core of bridge management is still a rating by visual inspections, based on standards (i.e. DIN1076 [17]) or national guidelines (i.e. FHWA in the United States). This is by far the dominant procedure which is rarely supported by monitoring

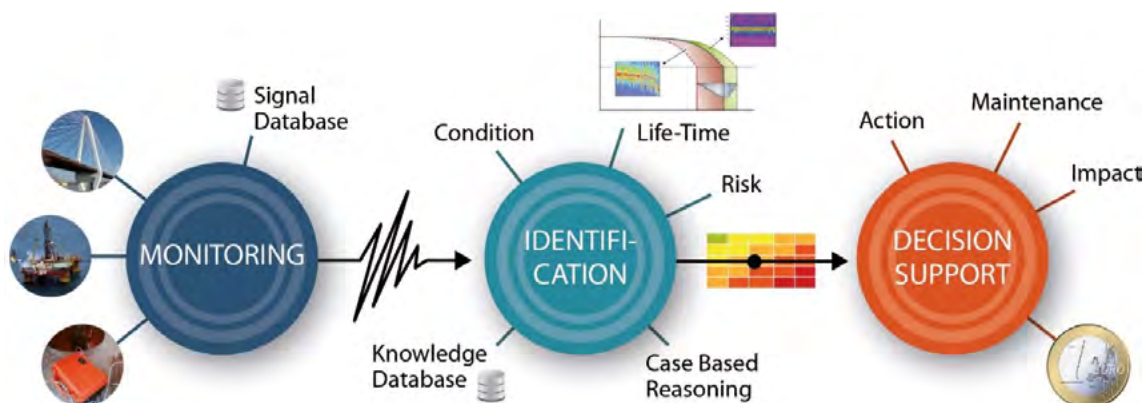


Figure 2. Flow diagram of the structural health management process (IRIS 2013)

CONDITION BASED Bridge Management

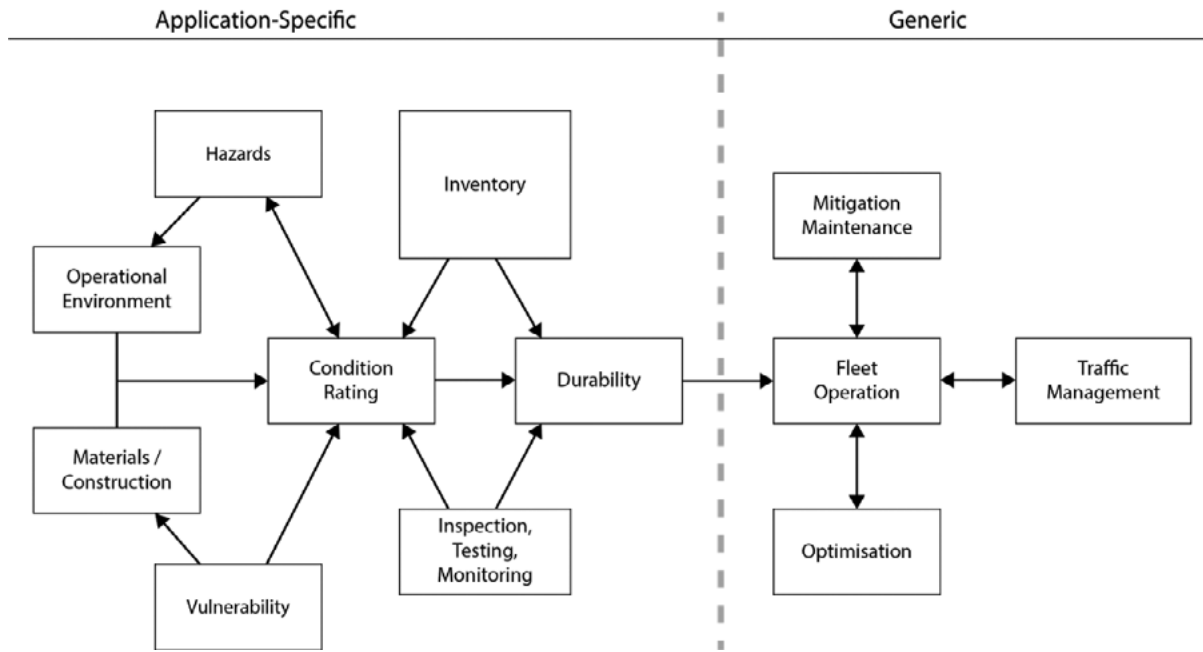


Figure 3. Current Practice in European Bridge Management

or testing campaigns. Materials and structural models are taken as given and are normally not re-assessed. This is sufficient to create a table of the fleet with a ranking of structures in terms of necessary investment in future (figure 3).

Deficit: A major setback in clients' organizations is the fact that future budgets are determined on the basis of the accumulated rating of the fleet. A low rating leads to more budget. There is no incentive for realistic assessment and proper management because it would end up with the penalty of lower budgets in future.

Deficit: A major hurdle in this procedure against the introduction of innovative development and applications is that the lack of applicable standards does not allow the replacement of the current procedure. This means that no money is saved in current procedures but additional costs for innovation are incurred.

3.3. Proposed RISKMAN Bridge Management

The following concept will bring a breakthrough in European Bridge Management procedures (figure 4). Closing the identified gaps will enable harmonised management applied to the proposed bridge classes. The latest challenges from sustainability goals (SDGs) to climate change are covered and all levels of infrastructure management can be satisfied

3.4. Basic Concept of RISKMAN Bridge Management

A typical risk management campaign starts after initial doubts on the performance of an industrial process, a structure or an element. Asset managers, and specifically the engineers working close to the process, have a very good idea where the weak

points are. It is mainly based on experience and technical assessment. RiskMan supports the quantification of a suspect performance in order to support value-based decision making.

It is considered that decisions are made on various levels from the engineers and maintenance providers up to the top management of an enterprise. For this purpose, overarching perspectives have to be introduced.

Many parameters are involved in the performance of an asset. To make the process manageable and to present it properly, the spider diagram has been developed (figure 5). It groups the many parameters into 6 categories which become indicators by providing them with a quantitative value. The procedure is in the stage of becoming introduced to relevant standards and guidelines (i.e. ISO 21928-2 [4])

The 6 categories are:

- *Safety:* normally understood as ultimate limit state (ULS) by engineers representing the collapse of performance. (Note: This is not to be mixed with aspects of security which will be covered in the category society.)
- *Durability:* usually understood as durability limit state (DLS) by engineers, covers the change of performance over time until decisions on strengthening or decommissioning become necessary. The basis is a mathematical formulation of ageing representing the consumption of lifetime and the remaining lifetime allowing safe operation of the asset.
- *Operability:* operability limit state (OLS) describes the function of the asset to perform the objectives. This also covers maintenance, maintainability and necessary interventions. Typical performance models apply.
- *Economy:* any decision on asset management has economic consequences. These consequences might be process-related and cover many financial aspects. (Note: The

ENHANCE Bridge Management

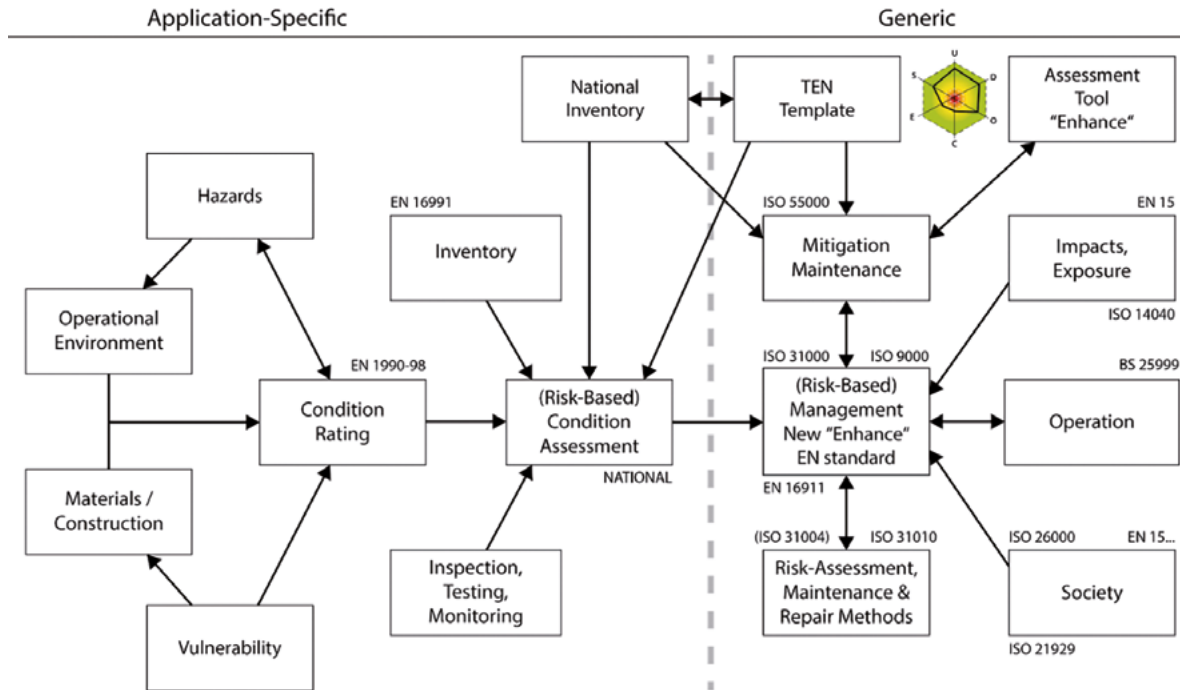


Figure 4. RISKMAN approach proposed (under publication by WCE in 2021); SHM indicators are produced in Inspection, Testing and Monitoring. Metrics for assessment are available in EN 16991 [3] and in diverse ISO Standards (i.e. ISO 21928-2 [4]). In EN 1990-98, TC250 and SCs are handling the subject for implementation in future revisions.

impact on local economy is covered by the category society). Double counting has to be avoided.

- *Environment*: the ISO standard 21929 [18] provides a framework on the relevant parameters in this sector. Details are provided in this publication and the tools contain computational routines for application. (Note: There are many parameters which might outbalance themselves by leading into different directions. The pros and contras have to be carefully separated.)
- *Society*: this covers the influence on society, specifically human well-being, opportunities and development from local to global scale.

In order to achieve a numerical result, values for each parameter combined to an indicator (for each category) has to be created. It is desirable to receive a rating for each scenario. The rating is based on models that represent the hazard side (excitation models) and the resistance is covered by structural or system models that describe the capacity of a structure or system (vulnerability). This is covered in figure 4 by the left side of the diagram and is case specific.

This procedure can be applied within each of the categories involving as many parameters as necessary. A final assessment can then be shown as an index which is an aggregation of the 6 individual indicators. This allows separation of different procedures as well as another weighting to express potential political or subjective importance (covered by the right side of figure 4; generic part).

This procedure supports the following three indices:

- *Mean Rating*: The simplest way is to provide a mean of the ratings of the 6 categories. This is applicable when ratings are better than 3.
- *Weighted Mean Rating*: It can be refined by adding weights on the categories of specific interest or subjective importance.
- *Relation to perfect Performance*: Actual Performance can be expressed as fraction of perfect performance by computing the area under the hexagon in the spider diagram in comparison with the total area (all ratings are 1). This is specifically helpful when comparison of alternatives is studied.

Decision making can be done based on the rating applying the rules established on fleet, national or global level. A useful framework for application can be taken from ISO 55000 (asset management framework [1]) and ISO 31000 (risk management framework [2]).

4. DYNAMIC SIGNATURE AND PERFORMANCE

This chapter covers the largest and most important activity of the Structural Health Monitoring (SHM) operation.

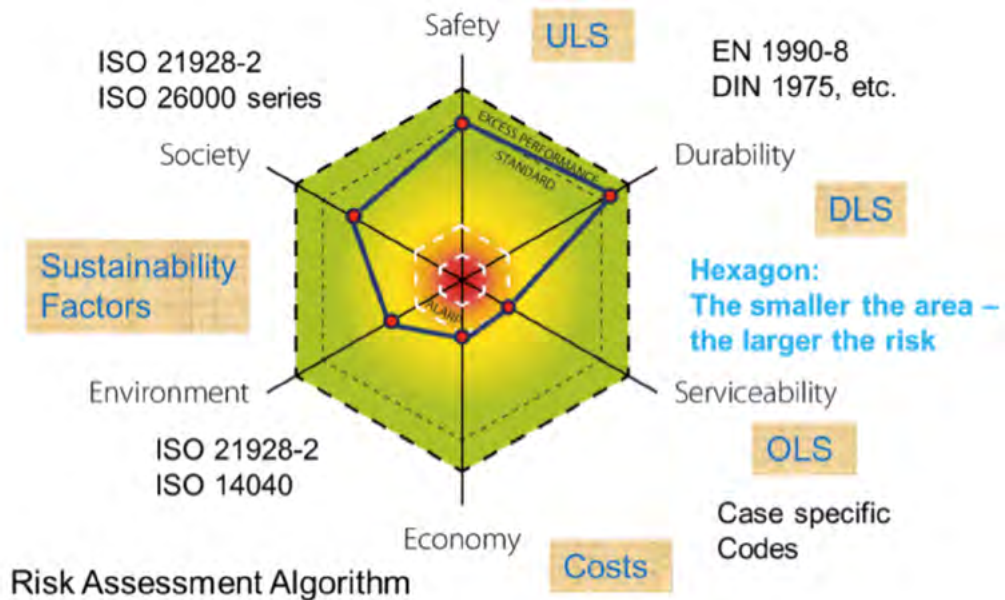


Figure 5. RISKMAN assessment algorithm. Example of an unidentified case. The rating for each of the 6 categories is determined by case specific parameters fed into respective models.

4.1. Background (Physics)

The performance of a structure depends on the physical properties. If they change, maybe through damage or ageing, the dynamic signature also changes.

The dynamic signature is mainly represented by the following changes:

- *Shift of frequencies*: Frequencies shift with a change of stiffness or changes in the boundary conditions.
- *Damping behaviour*: Damping factors mainly change with changing boundary conditions or possibly in post-strain.
- *Drop in amplitude*: The amplitude of a frequency depends on the energy input. A decreasing energy input indicates energy losses from the system or energy transfers to higher modes.
- *Energy transfer*: If energy is transferred to higher modes, this provides an indicator for ageing or inherent damages.

The best way to visualize these four phenomena is to show subsequent records in a trend card. It shall be considered that there are natural trends, for example changes in frequencies due to temperature changes, which have to be compensated before a direct comparison is made.

4.2. Window (figure 6)

In order to use the full potential of these methods, it is advisable to sample the most relevant accelerometer with a frequency of 500 Hz. This will cover the most interesting areas around 80 and 200 Hz respectively.

- Show the trend over a chosen time frame for frequencies between 0 and 5 Hz to give an overview on the fundamental frequencies.
- Provide a trend card for the same time slot covering the frequencies from 0 to 25 Hz which enables a look at the

performance of higher frequencies representing local phenomena.

- Provide a trend card for the same time slot covering the frequencies from 0 to 250 Hz to show any energy transfers from fundamental to higher frequencies.

Trend cards show a view on the normalized spectra computed for every chosen file. The best representation is a 2D-display with colour coding. Low energy is seen in blue with rising amplitudes towards red. The subsequent figures shall show this in detail. The individual computational steps are described as follows:

Typical examples of trend cards are provided. A dynamic window is proposed that provides an automatic scale on the amplitudes to bring out the energy hot spots reasonably.

Note: A direct comparison of individually computed trend cards can only partly be made due to the dynamic window. In case that longer time slots shall be looked at, a new time frame is to be defined and recomputed.

The window shall show a clear indication on the time frame selected on the horizontal axis, and the frequencies that are covered by the image on the vertical axis.

4.3. Interpretation

The interpretation of the trend card is looking into the following phenomena:

- The fundamental frequencies normally form a horizontal line. Every deviation from horizontal represents a shift in frequency. Shifts in frequencies are normally rare and are mainly depending on temperature changes. In case that a shift of more than 5% is detected, expert advice shall be collected.
- The spectra should represent an equal distribution of energy. Energy is shown by different colours. Any energy

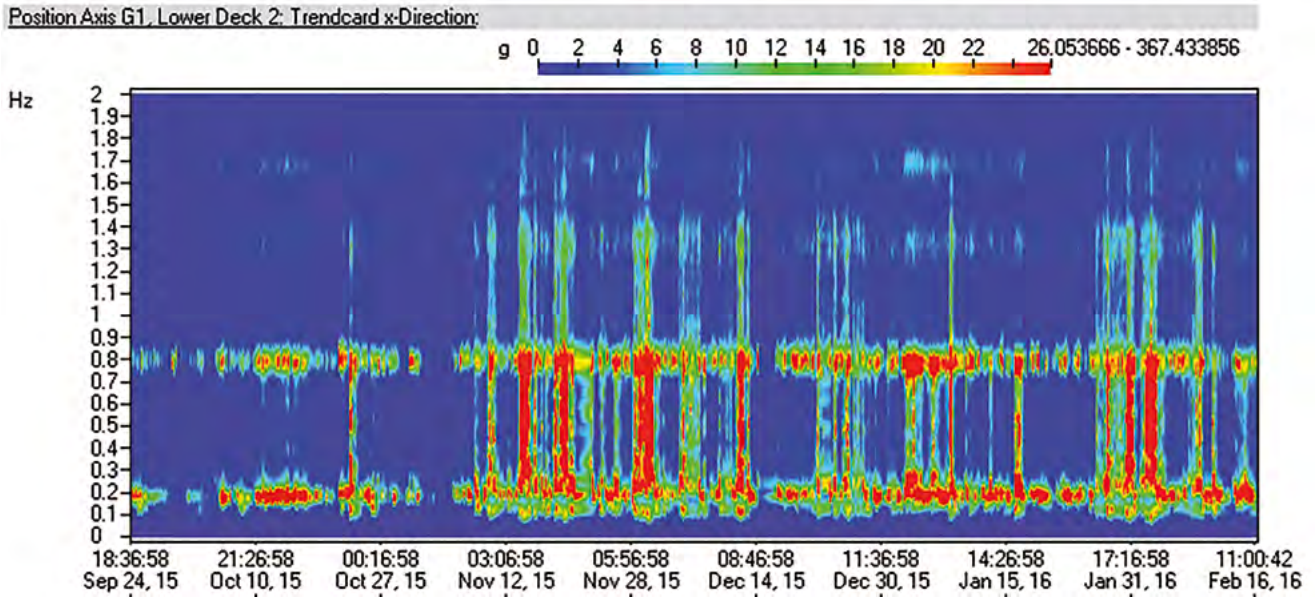


Figure 6. Typical trend card shows performance over time (frequency/time). This trend card shows the dynamic signature of a damaged structure. Energy transfer between the fundamental modes becomes visible when the excitation level is high. This is not a desired performance of the structure and leads to damage.

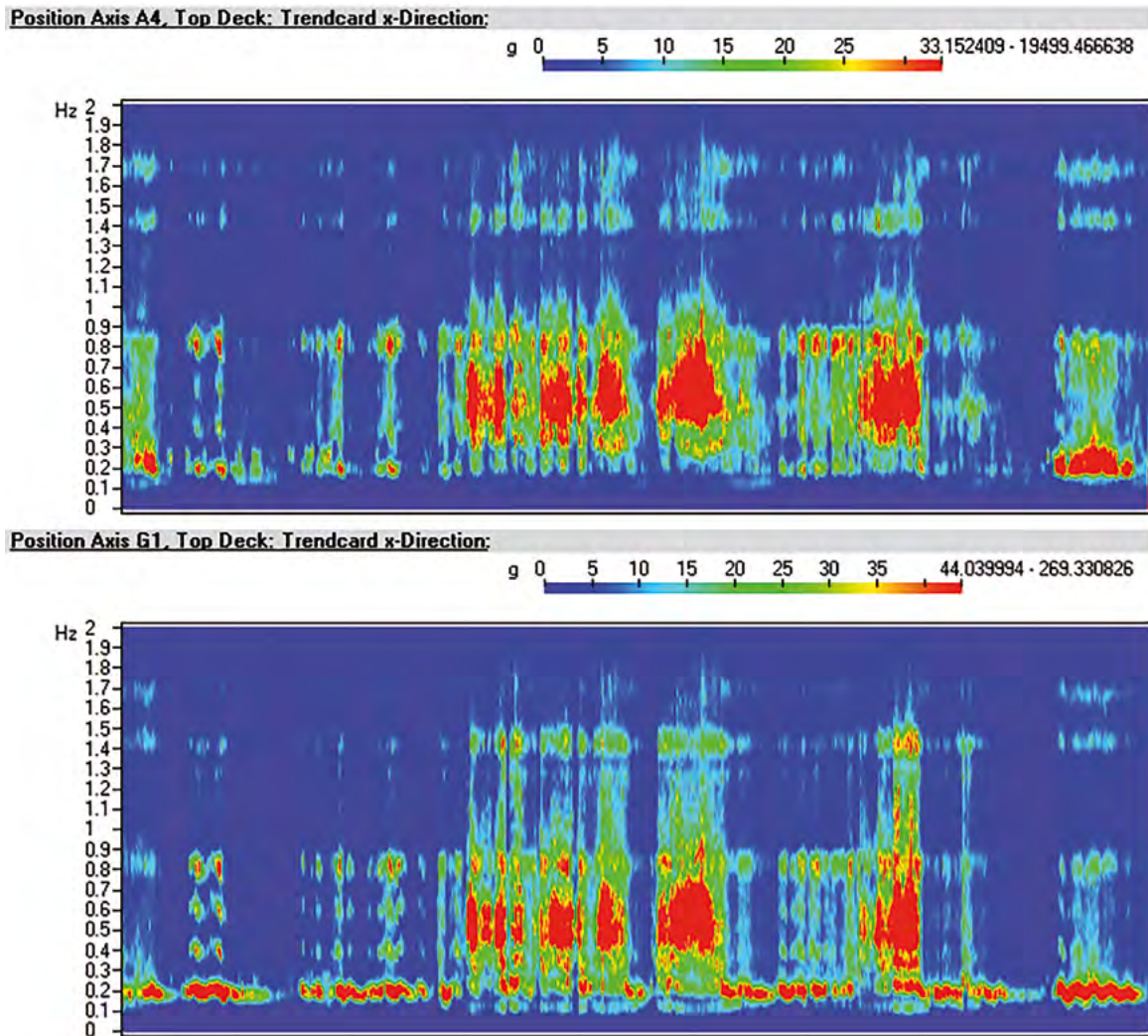


Figure 7. Typical trend card with change in performance after damage as used for reporting

drifts are easily identified by looking at the image. It is not advised to go for an automatic detection.

- Damping is represented by the width of the individual point in the trend card. If there are distinctive points, the spectra shall be analysed individually.

The trend cards shall be used in reporting and it is desired that the term “performance as expected, no specific irregularities” shall be used.

4.4. Algorithms

The following algorithms shall be applied:

It has been proven successful to start with simple routines, which show you when change happens. The most successful approach is a frequency analysis which produces results in form of Trend Cards. The routine is the following:

- Select a reliable channel with good and relevant data (subsequently always use the same channel for comparison).
- Select a suitable time window (usually we take one at the max and min temperature. This could be at 07:00 and 17:00h).
- If you sample with 100Hz make the window about 32000 (2over16) points long. This relates to a record of 5min 30sec. For fundamental frequency identification the record has to be 10 min long (First vertical mode below 0,10Hz).
- For this specific bridge a record of 10 minutes is preferable. To get them it is necessary to link 10 records to 1 file.
- Apply an FFT to create a spectrum and store it with a time stamp.
- Select a time window for the trend card (min for one month but better for longer periods).
- Create 6 trend cards. 3 for each temperature, one 0-5Hz, 0-50Hz and one 0-250Hz each. The first one shows the fundamental modes, the second one eventual higher mode and the last one energy transfers.
- The spectra used for each trend card should be normalized by equalizing the area below the curve. The area below the curve represents the energy content of a record. This will bring out eventual high energy events and show where to look at. (Details of normalisation see chapter 4).
- Modes should now be in a horizontal line and deviations become visible (refer to [figure 7](#) below, this is an example where higher modes appear after damage).

4.5. Example

A typical example is presented below ([figure 7](#))

This procedure will be relevant normally for the annual reports. Nevertheless, it would be useful to perform it earlier to get familiar with the process.

Finally, this should be performed by the software on demand giving a choice of frequency and time window.

Note 1: A continuous record without gaps is necessary to avoid misinterpretations.

Note 2: Trend cards can be produced monthly and then be connected to annual trends.

5. DISCUSSION

Operators have to be aware that the proposed methodology requires considerable simplification of an extra-complex performance model. This increases the probability that a possible important deviation might be overlooked in the first place. It will therefore be necessary to have a risk assessment routine available that assesses the risks and indicates those areas where a periodical closer look might be useful.

The selection of the relevant data for permanent monitoring plays a key role. The more data are displayed, the more information you get. Nevertheless, the more information you have, the more difficult the assessment will be. Therefore, the concentration on a limited number of parameters is strongly recommended and the routines that determine the relevant thresholds for warning and alarm shall undergo a permanent revisit and upgrade.

There has to be a balance between investment and value received from monitoring. The very large systems (i.e. Tsing Ma Bridge in Hong Kong with over 1000 sensors) produce almost not manageable amounts of data. A good way of addressing this problem is to store raw data of any event in a permanent accessible way. This will allow coming back on it when new knowledge has been received.

The proposed procedure has not been developed to detect black swan events, but in careful consideration of the “unknown unknowns” might satisfy the desired safety level. Unknown unknowns can be covered by increasing the value of uncertainties in the risk quantification. This will produce a wider range of expected events and might lead to higher costs of prevention measures. This is an economic optimization issue and familiar to asset managers.

6. CONCLUSIONS

Application of the proposed methodology to several signature bridges, particularly the Osmangazi Bridge in Turkey, where the key application to suspension bridges has been developed, has proven the applicability to bridge managers and operators. A careful revisit of records of previous structures where damages have been experienced showed that all of these would have been detected with such a system if designed and installed properly.

It has to be mentioned that a clear understanding of the structure is necessary to make the right decision which sensors would show any deviation from normal in the first place. It therefore has to be recommended to run such systems in the first year of operation by experts who have created the model. This would enable the necessary update and sharpening of the algorithms and routines.

Systems that permanently monitor performance are used in many sectors. Nevertheless, in case of mechanical engineering the properties monitored are known on a much better level. The many uncertainties we experience in our civil engineering structures make things much more complex and difficult to handle. The proposed methodology is the best under the state of the art and technology. With growing operation num-

bers and time, the experience will show its applicability and value of information.

7.

ACKNOWLEDGEMENT

The described work has been developed in a series of research and development projects funded by the European Commission since 1995. The most relevant ones were the SAMCO network (FP5 contract G1RT-CT-2001-05040), conducted between 2000 and 2007, where a comprehensive list of stakeholders, a wide number of reference projects and recommendations for applications were produced.

Luis Ortega Basagoiti has been an important member of the Samco community which collected methods and technologies to perform structural health monitoring (SHM) of bridges on behalf of the European Commission. He played a major role in the introduction of these technologies into practice. The technologies described here are based on these works performed 15 years ago.

A breakthrough was achieved by the IRIS project (FP7 contract CP-IP 213968-2) where from 2008 till 2012 an integrated European industrial risk reduction system has been developed [19]. The formulation of ageing of bridges has been introduced into a European Standard [3].

Safelife-X (FP7 Grant Agreement No. 608613) handled the safe life extension management of ageing infrastructures, networks and industrial plants. It organized and developed the Code EN 16991:2018 [3] which is the basis for risk-based asset management.

The detailed technology described in this paper has been finalised in the RiskMan Project funded by the Austrian Research Funding Agency FFG (2018 – 2019).

References

- [1] International Organization for Standardization (2014) ISO 55000 Asset Management. Overview, principles, and terminology.
- [2] International Organization for Standardization (2018) ISO 31000 Risk Management. Guidelines.
- [3] CEN (2018) EN 16991. Risk-based inspection framework.
- [4] International organization for Standardization. (under progress) ISO 21928-2 Sustainability in Buildings and Civil Engineering Works. Framework for Methods of Assessment of the Environmental, Social and Economic Performance of Construction Works as a Basis for Sustainability Assessment. Part 2: Civil Engineering Works.
- [5] CEN (1990) EN1990 Basis for Structural Design.
- [6] CEN (1991) EN1991 Actions on Structures.
- [7] CEN (1992) EN1992 Design of Concrete Structures.
- [8] CEN (1993) EN1993 Design of Steel Structures.
- [9] CEN (1994) EN1994 Design of composite steel and concrete structures.
- [10] CEN (1995) EN1995 Design of timber structures.
- [11] CEN (1997) EN1997 Geotechnical Design.
- [12] CEN (1998) EN 1998 Design of Structures for Earthquake Resistance.
- [13] Pichler, D. and Wenzel, H. (2005) *Ambient Vibration Monitoring*. Chichester, West Sussex: John Wiley & Sons, Ltd, ISBN 0-470-02430-5.
- [14] Wenzel, H. (2009) *Health Monitoring of Bridges*. Chichester, West Sussex: John Wiley & Sons, Ltd, ISBN 978-0-470-03173-5.
- [15] Wenzel, H. et al. (2013) *Industrial Safety and Life Cycle Engineering*. Vienna: GRASL Druck & Neue Medien GmbH, ISBN 978-3-200-03179-1.
- [16] Wenzel, H., Risk and Performance based Assessment of Bridges, FFG Project: 869929/46842; 2020; RiskMan Development Book expected to be published in late 2021.
- [17] DIN (1999) DIN 1076 Highway structures. Testing and inspection. Deutsches Institut für Normung E.V.
- [18] International Organization for Standardization (2011) ISO 21929 Sustainability in building construction.
- [19] Wenzel, H., Veit-Egerer, and Widmann, M. (2013) Life Cycle Analysis Applied to the New Jersey Case Study. In *Industrial Safety and Life Cycle Engineering (IRIS)* (H. Wenzel ed.), VCE Vienna Consulting Engineers ZT GmbH, Vienna, Austria, pp. 443-464.

ACHE

MONOGRAFÍAS

Próximamente



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

El reto de aportar un carácter dinámico a las inspecciones de estructuras

The Challenge of Bringing a Dynamic Character to Structural Inspections

Ana Belén Menéndez Corral^a y Alejandro Rodríguez González^b

^a *Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de A Coruña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (A Coruña, España). GEOTECNIA Y CIMIENTOS, S.A. (Madrid, España)*

^b *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Alfonso X El Sabio. GEOTECNIA Y CIMIENTOS, S.A. (Madrid, España)*

Recibido el 13 de octubre de 2020; aceptado el 9 de marzo de 2021

RESUMEN

La operatividad y seguridad de las redes de transporte es un asunto de vital importancia para el bienestar económico y social de cualquier país. Dentro de dichas redes, no cabe duda de que los puentes constituyen puntos críticos por su especial vulnerabilidad y las consecuencias de todo tipo que conllevaría su hipotético fallo. Por ello, la evaluación de su salud estructural debe ser una cuestión primordial en todo sistema de gestión de puentes, y más teniendo en cuenta que muchos de ellos se encuentran próximos al fin de la vida útil para la que fueron proyectados. La evaluación de su estado de conservación se basa en la actualidad, de forma mayoritaria, en las inspecciones visuales. Este artículo se centra en las posibilidades que ofrecen los ensayos dinámicos, los avances en las monitorizaciones, comunicaciones y tratamiento de datos, para complementar y reforzar dichas inspecciones, eliminando la subjetividad y llegando, en tiempo real, a donde el ojo humano no puede llegar, de forma que los gestores de los puentes puedan decidir cómo, dónde y cuándo actuar de una manera más racional, objetiva y eficaz.

PALABRAS CLAVE: Gestión de puentes, fallo, ensayos dinámicos, salud estructural, inspección de puentes, análisis modal operacional .

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

A safe and efficient transportation infrastructure system is vital to sustaining any nation's economic and societal well-being. Bridges are especially vulnerable under conditions like natural or man-made hazards and are usually considered critical paths on the infrastructure network. Therefore, structural health assessment should be a primary issue in any bridge management program, especially considering that many infrastructure assets are becoming aged beyond their expected life-span. Present methods for structural condition evaluation of bridge structures rely heavily on on-site visual inspections of each structure. This article focuses on the possibilities offered by dynamic tests, advances in monitoring, communications and data processing, to complement and reinforce visual inspections, eliminating subjectivity and reaching, in real time, where the human eye cannot reach, so that bridge managers can decide how, where and when to act in a rational, objective and, hence, more efficient manner.

KEYWORDS: Bridge management, failure, dynamic tests, structural health, bridge inspection, operational modal analysis.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

1. INTRODUCCIÓN

Una red de transporte segura y eficiente es vital para el sostenimiento del sistema económico y social de un país, por lo que

una gestión eficaz de sus infraestructuras repercutirá directamente en el beneficio de la sociedad en general. Es por tanto innegable que el deterioro y envejecimiento de su infraestructura, parte de la cual se encuentra cerca del fin de la vida útil para la que fue proyectada, constituye un problema de primera magnitud no solo para los responsables y gestores de las infraestructuras, sino para la sociedad en general.

* Persona de contacto / Corresponding author.
 Correo-e / email: abmenendezc@geocisa.com (Ana Belén Menéndez Corral).

Además del deterioro de las infraestructuras derivado del tráfico (en aumento cada año) y del paso del tiempo, los eventos extremos (cada vez más frecuentes), naturales o causados por el hombre, pueden ocasionar graves problemas en la funcionalidad de las redes de transporte. Los puentes que, por definición, salvan obstáculos en el trazado que las carreteras no pueden salvar por sí mismas, son los más vulnerables frente a esas condiciones, pudiendo ocasionar mayor perjuicio a la sociedad el colapso de una única estructura que el de un gran tramo de carretera para el que exista una ruta alternativa. Así, será de vital importancia que la gestión de las estructuras garantice su seguridad y correcto estado de conservación, manteniendo, a la vez, un presupuesto limitado.

Por todo ello, resulta cada vez más necesario mejorar y reforzar los actuales métodos de evaluación del estado de conservación de los puentes, que en general ofrecen un control discontinuo, de baja frecuencia (del orden de años), parcial en cuanto a su alcance (normalmente no se puede llegar a todos los elementos en una inspección principal) y subjetivos (dependemos de la pericia del inspector). En el apartado 4 se describirá en qué consiste una inspección principal. Es importante señalar que las nuevas metodologías han de aportar validez, tanto durante el estado operacional normal de una red de infraestructuras cualquiera, como tras la ocurrencia de un evento extraordinario (riadas, fuertes episodios de viento, sismos, accidentes, entre otros).

Uno de los conceptos que más suena últimamente (aunque es fruto de más de dos décadas de trabajo de la comunidad científica e ingenieros) es el de la monitorización de la salud estructural de los puentes [1,2] (en inglés *structural health monitoring, SHM*). Existen diversas formas de monitorización, aunque en el presente artículo hablaremos sobre la relacionada con la observación del comportamiento dinámico de las estructuras. En concreto, la que está basada, fundamentalmente, en su respuesta dinámica en condiciones de operación, para mediante algoritmos y *machine learning*, alimentar y calibrar modelos analíticos y poder así avisar con antelación de posibles mecanismos de fallo, además de realizar una prognosis del comportamiento futuro de la estructura. Esta metodología permite obtener una información valiosísima que puede alimentar nuevas herramientas para la toma de decisiones en el ámbito de la conservación de las infraestructuras.

Lo inmediato es pensar en el ímprobo esfuerzo que supondría plagar de sensores toda la infraestructura. Sería muy productivo, más en esta época gobernada por el *Big Data*, pero poco realista por los elevados costes que conllevaría. Por esto, es necesario complementar las técnicas de detección de daños más avanzadas, con un filtro que realice un análisis de vulnerabilidad de la red, y en un nivel inferior, de la identificación de elementos críticos dentro de las estructuras seleccionadas para marcar unas prioridades en la actuación.

El presente artículo explorará métodos ya consolidados, que se están empleando fuera de nuestras fronteras y en casos singulares en España, que permiten la detección precoz de los fallos que podrían dejar a los puentes fuera de servicio, en el peor de los casos, o bien producir un agravamiento incontrolado de los deterioros existentes con el consiguiente aumento en la trascendencia y coste de las reparaciones, por no hablar del acrecentamiento de los periodos fuera de servicio. El objetivo final es lo que podríamos denominar como una red de “estructuras inteli-

gentes” [3], donde se aprovechan los últimos avances tecnológicos en sistemas de comunicación, información y de sensores, el desarrollo de técnicas de evaluación globales y no destructivas, y sobre todo, un conocimiento profundo de los mecanismos de deterioro y comportamiento real de los puentes.

¿Y qué entendemos por una “estructura inteligente”? Serían estructuras capaces de “sentir” las cargas y su respuesta ante las mismas, así como la existencia de daños; deberían poder “contar” cómo están funcionando y sus necesidades para un mejor desempeño, a la par que “avisar” o alertar a los administradores responsables de las mismas si la situación lo requiere.

Hay un largo camino por delante, evidentemente, y muchos estudios e investigaciones que realizar. Pero el esfuerzo merece la pena, ya que el desarrollo e implementación de un sistema de “estructuras inteligentes” tendrá un gran potencial para ahorrar importantes costes y proporcionar los datos necesarios para una gestión y toma de decisiones de un modo más racional, objetivo y por tanto más eficiente.

2.

EL FALLO DE LAS ESTRUCTURAS

En primer lugar, es importante definir lo que entendemos por el fallo de una estructura. Podemos definir el fallo de un puente como la incapacidad de desempeñar la función para la que fue proyectado y construido.

Debido a la redundancia estructural de muchos elementos que constituyen un puente, el fallo no tiene por qué implicar, necesariamente, el colapso total de la estructura.

Así pues, una estructura puede dejar de desempeñar su función por cualquiera de estas dos razones:

- El colapso, total o parcial, que ocurre cuando algún elemento importante del puente pierde su capacidad para resistir las cargas para las que fue proyectado. En un colapso total, la mayor parte de los elementos principales han fallado y el puente ha perdido su capacidad operativa. En un colapso parcial, algunos elementos principales han fallado y por tanto la seguridad de la propia estructura y de los usuarios, sobre o bajo esta, está gravemente comprometida. En todo caso, si existe un colapso habríamos superado los estados límite últimos de los elementos principales.
- El deterioro avanzado, progresivo y acumulado tras un largo periodo de tiempo, que deja el puente fuera de servicio, pero sin que necesariamente se haya producido un colapso. En este caso, estaríamos superando los estados límite de servicio en cuanto a funcionalidad, confort y/o aspecto, con síntomas detectables normalmente en una inspección principal.

Las causas del fallo de un puente pueden ser muy variadas (figura 1) y entre ellas se pueden citar sobrecargas, defectos de proyecto o construcción, materiales defectuosos, falta de mantenimiento, etc., aunque las más frecuentes son los eventos extraordinarios, como las riadas, sismos y las colisiones de



Figura 1. Colapso parcial del puente Nishihomiya, debido a la licuefacción del suelo durante el sismo de Kobe, 1995. Fuente: Wikipedia.



Figura 2. Deterioro avanzado de la losa del tablero de un puente. Fuente: GEOCISA, 2010.

vehículos. Dejando al margen estos eventos extremos, lo que más nos interesaría saber es cuándo es más probable que se produzca ese fallo causado por un deterioro progresivo, y del que nos podría alertar un sistema SHM.

Un buen punto de partida lo constituye la famosa “curva de la bañera”, que es una gráfica que representa los fallos durante el período de vida útil de un sistema o máquina. Se llama de esta manera por la forma de la curva (figura 3):

Llevado al campo de las infraestructuras, podríamos aplicar esta misma curva (figura 4), pero invertida para representar su desempeño o estado en el tiempo. De la misma forma que en el caso anterior, la estructura permanece en buen estado durante un periodo de tiempo hasta que empieza a empeorar, y el problema es que una vez que comienza la fase final el desempeño decae a una velocidad cada vez mayor. Como dice Víctor Yepes en un artículo: “... Y lo que es peor de todo, llega un momento que la caída en las prestaciones ocurre de forma muy acelerada, sin capacidad de reacción por parte de los gestores. Por eso se ha utilizado el símil de la “bomba de relojería”. [4]

El gran reto por lo tanto que se presenta en la gestión de la conservación de los puentes sería conocer con la mayor fiabi-

lidad posible en qué punto de la curva se encuentra cada uno de ellos, ya que las decisiones a tomar con una estructura en concreto serían muy diferentes si supiésemos que se encuentra en el punto A, B o C de la curva. En definitiva, cuanto mayor sea la información disponible, en cantidad y en calidad, se podrán tomar las decisiones más acertadas, actuando de forma preventiva y proactiva, anticipándose a un fallo repentino y optimizando los recursos disponibles.

3. EL ESTADO “0”

Un concepto primordial que aborda la Instrucción sobre Inspecciones Técnicas en los puentes de ferrocarril (ITPF-05) [6], es el de “estado cero” para los puentes de nueva construcción. La primera inspección principal (recordemos, se realiza junto con la prueba de carga), consistirá en una caracterización detallada del puente que servirá como situación de referencia para el posterior análisis y seguimiento de su evolución a lo largo de su vida

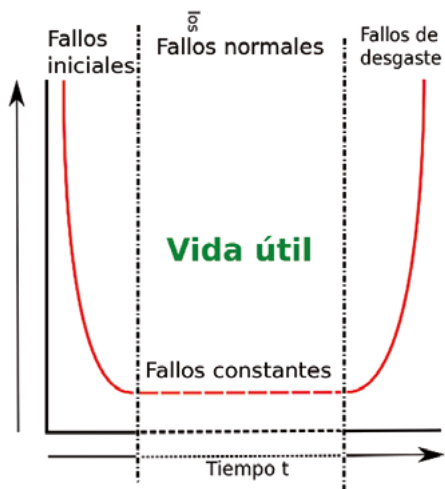


Figura 3. Curva de la bañera. De Toniperis - Trabajo propio, CC BY-SA 3.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=27327347>

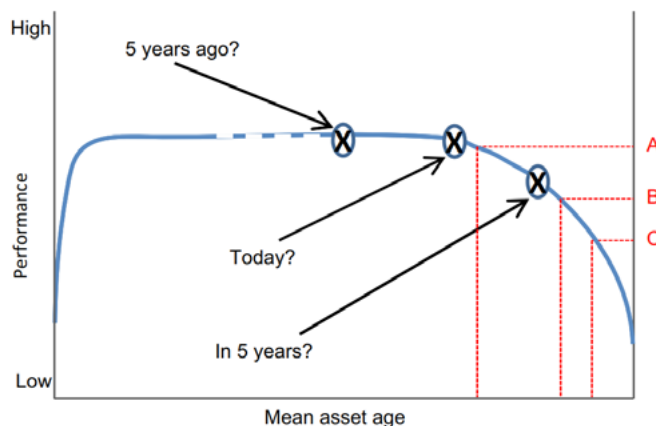


Figura 4. Gráfico del estado o desempeño de una estructura (Robert Thurlby, 2013) [5].

útil. La esencia de este concepto, tan bien definido en su momento, es la que se recupera para darle una nueva dimensión mediante las técnicas que abordamos en el presente artículo.

En el caso de nuevas estructuras, asumiendo los resultados y labores que ya se realizan (inspección principal y prueba de carga), la implementación de una acción adicional llevaría a la consecución de múltiples objetivos. La acción adicional es la Caracterización Dinámica de la estructura, a la que se llegaría a través del procesamiento de señales mediante Análisis Modal Operacional (en el [apartado nº 5](#) se explican esta y otras técnicas). Para conseguir una adecuada caracterización es fundamental la obtención de los parámetros dinámicos de la estructura (modos principales de vibración y las frecuencias y amortiguamientos asociados) de una manera fiable.

Parece sensato pensar que el momento idóneo para la obtención de estos parámetros es durante la realización de una prueba de carga (ya sea para un puente ferroviario o carretero), puesto que se dan toda una serie de circunstancias favorables. En ese momento la estructura presenta una instrumentación suficiente (flechas, deformaciones, aceleraciones, temperatura y humedad) capaz de adquirir datos de manera continua y con precisión elevada (centésima de milímetro en flechas, 10 V/g en aceleraciones), empleando altas frecuencias de muestreo (en general 100 Hz y con capacidad para mayorar si fuera necesario), tráfico controlado (características, velocidad de paso, distribución, etc.) y por último, sin incrementar la duración de una prueba convencional.

Es importante destacar que ya se están produciendo avances en este campo; actualmente se encuentran en fase de desarrollo normativas que integran el análisis modal en las Caracterizaciones Dinámicas y Pruebas de Carga de viaductos de ferrocarril. [7]

Para estructuras en servicio, independientemente del año de su construcción, es fundamental generar, igualmente, su propio “estado cero” lo más detallado posible, para poder hacer un posterior seguimiento de su salud estructural o bien compararlo con modelos numéricos desarrollados con ese propósito. ¿Cuál es el momento adecuado? Cualquiera, cuanto antes mejor si se trata de estructuras muy envejecidas o deterioradas. Sin embargo, para aprovechar toda la estructura de normativas y rutinas, podría ser oportuno incorporar un ensayo dinámico a la inspección principal de la estructura.

Desde el punto de vista práctico, ¿qué implicaría adoptar los ensayos dinámicos? En el [apartado nº 5.2](#) se exponen los detalles.

4. MÉTODOS ACTUALES DE EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS. LA INSPECCIÓN VISUAL

Los métodos habitualmente empleados para la evaluación del estado de conservación de las estructuras, integrados dentro de los diferentes sistemas globales de gestión de las mismas, pueden variar entre las diferentes administraciones públicas o privadas, aunque de una forma muy genérica se puede decir que la metodología actual se basa normalmente en los siguientes pilares:

- La realización de los diversos tipos de inspección, generalmente dividida en tres niveles, que tal como se definen en

la “Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado” [8]:

- o Inspección básica o rutinaria, que es una inspección visual realizada por personal no especializado de las empresas responsables del mantenimiento ordinario de las infraestructuras. Son las inspecciones que se realizan con una mayor frecuencia, normalmente cada 1-2 años. Su objetivo principal es la detección temprana de deterioros para poder así prevenir que estos degeneren en deterioros más graves.
- o Inspección principal o general ([figura 5](#)), realizada por técnicos e ingenieros especializados con formación específica en la inspección y patología de estructuras. La frecuencia varía mucho según las diferentes administraciones, normalmente entre 4 y hasta 10 años, según el caso. Su objetivo es realizar una auscultación visual minuciosa de la estructura y de cada uno de sus elementos, que permita cuantificar, lo más objetivamente posible, el “índice de estado” de la misma. Si se emplean medios de acceso especiales se denomina inspección principal detallada.
- o Inspección especial ([figura 6](#)), que a diferencia de las anteriores no se realiza sistemáticamente, sino que surge a partir de las necesidades detectadas tras cualquiera de las inspecciones anteriores, o tras la ocurrencia de un evento extraordinario. Son las inspecciones de mayor alcance, normalmente orientadas al estudio en profundidad de daños específicos, por lo que suelen conllevar ensayos de caracterización, mediciones complementarias y cálculos estructurales.
- La elaboración de una base de datos que recoge los datos recopilados por las sucesivas inspecciones realizadas, de forma que se puedan consultar los datos obtenidos y analizar la evolución del estado de las estructuras a lo largo del tiempo. La complejidad de la base de datos puede variar desde unas sencillas tablas de datos hasta las aplicaciones específicas de gestión de puentes más complejas, donde se integran los datos de inventario, conservación y planificación de las actuaciones necesarias.

Así, en el panorama actual de la gestión de puentes, tanto en España como a nivel mundial, podemos deducir que, al margen del mayor alcance de las inspecciones especiales, la evaluación del estado de conservación de los puentes se basa fundamentalmente en datos obtenidos a partir de las inspecciones visuales.

Los principales inconvenientes de esta metodología son la subjetividad de los inspectores, el alcance limitado en muchos casos, el tiempo transcurrido entre las distintas inspecciones, la falta de criterios objetivos de valoración para comparar inspecciones realizadas en distintos momentos, así como los medios y plazos necesarios para llevar a cabo las inspecciones visuales de miles de estructuras ([figuras 7 y 8](#)). Por otra parte, la relación entre los daños observados y el comportamiento real de la estructura es muy difícil de establecer y en muchas ocasio-

1 “Índice de estado” – valoración del estado de conservación de una estructura dentro de un rango predeterminado, que permite ordenar las estructuras y priorizar así las actuaciones según la urgencia y gravedad de los deterioros observados.



Figuras 5 y 6. A la izquierda, inspección detallada con camión pasarela. A la derecha, determinación *in-situ* de los parámetros de corrosión, en el marco de una inspección especial. Fuente: GEOCISA.



Figuras 7 y 8. En una inspección visual se pueden evaluar los deterioros de forma cualitativa, y a veces parcialmente cuantitativa (la pérdida de sección de una armadura o la longitud y anchura de las fisuras), pero difícilmente se puede conocer la influencia del daño en el desempeño del elemento. Fuente: GEOCISA.

nes puede estar basada en hipótesis erróneas. La evaluación de estados límites de servicio y de los estados límites últimos conlleva una gran incertidumbre, igualmente. Por otra parte, estas inspecciones no pueden evaluar daños que no presentan síntomas evidentes, o que no son visibles por la existencia de un revestimiento; por ejemplo, el deterioro del tablero bajo el asfalto, la corrosión de los cables de pretensado o una socavación de las cimentaciones. Cabe señalar, también, que las inspecciones visuales no son el método más fiable para evaluar la condición crítica de un puente tras un suceso extraordinario, como un sismo o una riada.

Dicho esto, es importante destacar la labor realizada en los últimos años por parte de diversos gestores de las infraestructuras, encaminada a paliar y reducir los inconvenientes comentados en el párrafo anterior, por ejemplo:

- La formación, el soporte y la ayuda que se ofrece a los operarios que realizan las inspecciones básicas.
- La acreditación exigida en formación y experiencia de los inspectores que realizan las inspecciones principales y especiales.
- La realización de cursos de formación intensiva a los inspectores de inspecciones principales, con el objetivo de reforzar su conocimiento y homogeneizar los criterios que

utilizan, de forma que la subjetividad se reduzca lo máximo posible.

- La supervisión y contraste de los datos obtenidos en las inspecciones principales.
- El empleo de nuevas tecnologías para inspeccionar zonas inaccesibles sin medios de acceso específicos, como el uso de drones (figura 9).
- La mejora constante de los algoritmos que calculan un “índice de estado”, gracias a la propia retroalimentación de los datos obtenidos tras las sucesivas inspecciones.

En resumen, la calidad de las inspecciones visuales y la fiabilidad de los resultados obtenidos son cada vez mayores gracias a estos procesos de mejora continua, y por otra parte, dichas inspecciones siempre serán necesarias porque el ojo humano es insustituible; no obstante, no debemos dejar de reflexionar sobre nuevas formas de mejorarlas, complementarlas y reforzarlas para obtener una información cada vez más precisa sobre el estado real de los puentes [9], aumentando así la eficacia y la efectividad en la toma de decisiones (cómo, dónde y cuándo invertir los recursos disponibles) relacionada con la gestión de una red de infraestructuras, cada vez más numerosa y más envejecida.



Figura 9. Inspección de puente mediante el uso de drones. Fuente: GEOCISA, 2016.

Parece obvio por lo tanto que tenemos por delante un apasionante camino por recorrer, más o menos largo en función de lo que se apueste por él, desde el estado actual hacia una red de “estructuras inteligentes”. Para poder recorrerlo será necesario, por un lado, incrementar la investigación y el estudio de nuevas técnicas, y por otro implementar una educación multi-disciplinar de los ingenieros que realicen las inspecciones, para que abarque un conocimiento más profundo sobre el comportamiento estructural, la innovación tecnológica y los sistemas de información.

5. MONITORIZACIÓN DE LA SALUD ESTRUCTURAL

Como ya se ha comentado en la introducción del presente artículo, la evaluación del comportamiento estructural de los puentes mediante su instrumentación y monitorización ha sido un tema de interés e investigación mundial desde hace tiempo. Se han estudiado sobre todo aspectos problemáticos de la operativa en sí, como la validez de los resultados y las diferencias entre una monitorización continua y otra intermitente, la monitorización a corto o a largo plazo, las diferentes formas de medir respuestas globales y locales, y especialmente las dificultades en la interpretación de los datos que se obtienen. El objetivo, en todo caso, ha sido y sigue siendo, obtener el estado de las estructuras mediante sistemas fiables, ágiles y de fácil aplicación e interpretación, y a ser posible dentro del marco operacional del puente (es decir, obtener datos únicamente a partir del tráfico habitual o acciones ambientales, como fuente de excitación).

Para empezar, debemos ser conscientes de las dificultades para lograr este objetivo debido a que muchos de los datos fundamentales de los puentes suelen ser desconocidos:

- El estado de la estructura *as-built*, en cuanto a tensiones iniciales, rigidez global y rigideces locales, etc.
- La determinación precisa de conceptos como los estados límite de servicio, la seguridad, la vida útil, etc.
- Un conocimiento exhaustivo de las cargas actuantes, de los mecanismos de deterioro, de los modos de fallo y de cómo

estos se ven afectados por distintos tipos de daños, etc.

- Por no mencionar que en muchos casos se carece hasta de una definición geométrica precisa.

Por supuesto, también existen problemas relacionados con la tecnología, tales como la adquisición de datos en campo de forma fiable y precisa, la interpretación posterior de estos datos y el tratamiento de la información.

En general, una metodología de auscultación debe seguir el esquema IMA, que integra tres fases claramente diferenciadas: la *instrumentación* (conjunto de sensores y adquisición de datos), la *monitorización* (gestión de datos) y el *análisis* (comprensión del comportamiento estructural). El enfoque de la auscultación se puede clasificar en tres grandes grupos:

- Auscultación topográfica, con el objeto de controlar movimientos o incluso generar un modelo digital BIM del puente (escaneos en 3D). Es esta una posibilidad sin duda de gran interés, pero difícil de extender a un gran número de puentes por su elevado coste, tiempo requerido y la complejidad de la tarea. A pesar de esto hay que reconocer que se está avanzando enormemente en la reducción de los tiempos de escaneado, así como en el aumento de la resolución de los resultados.
- Auscultación estática, dentro de la cual se pueden utilizar una gran variedad de sensores para registrar múltiples variables como tensiones, fuerzas, reacciones en los apoyos, giros, desplazamientos relativos, parámetros atmosféricos, etc. Como limitación principal encontramos que la mayor parte de las acciones a las que se ven sometidas las estructuras tienen una naturaleza “dinámica” y, por ende, la respuesta de la estructura, por lo que al intentar captarlas con frecuencias de adquisición “estáticas” (una muestra al día, en el mejor de los casos) no somos capaces de caracterizar estos eventos. Sin embargo, tienen su campo de aplicación bien definido siempre que se conozca el carácter del fenómeno que se esté estudiando. En cualquier caso, resultan un buen complemento para la auscultación dinámica, sobre todo para estudiar el efecto de factores ambientales (ciclos anuales de temperaturas).

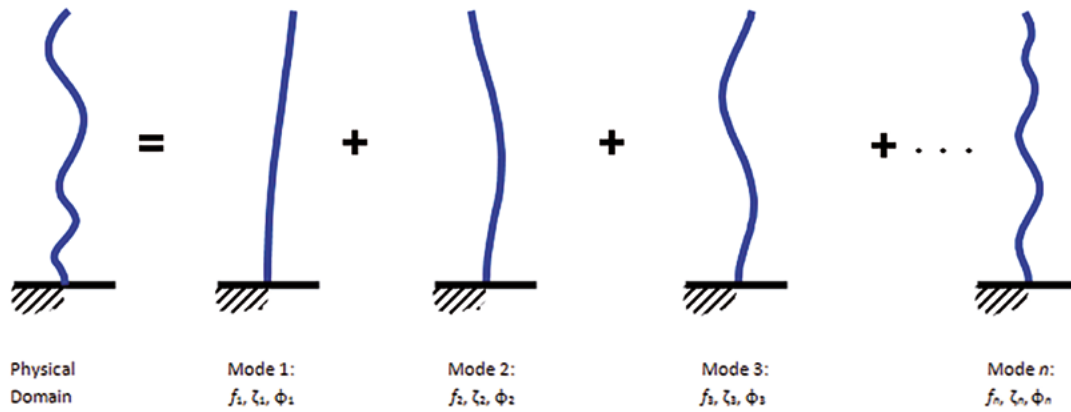


Figura 10. Descomposición de un movimiento real en sus modos naturales de vibrar [10].

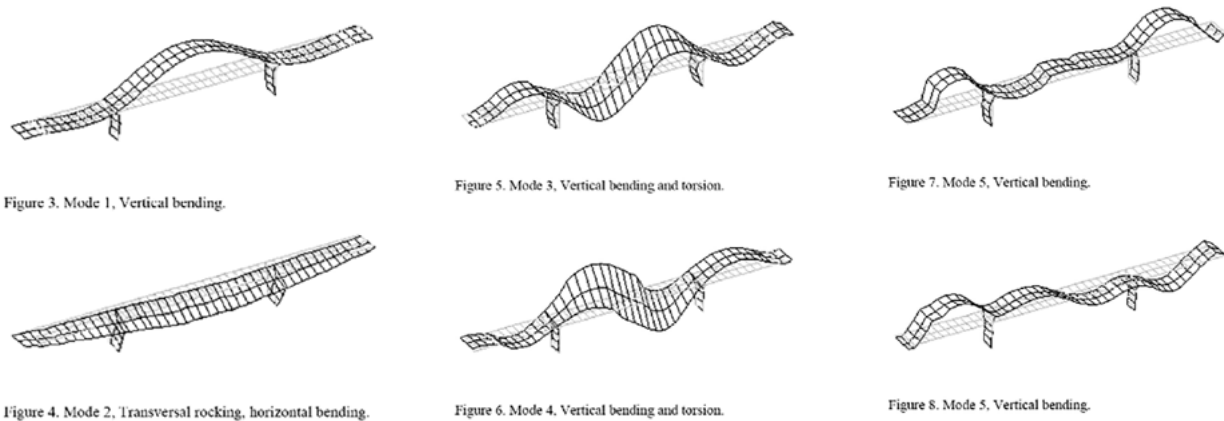


Figura 11. Ejemplos de modos de vibración, flexionales y torsionales del Swiss Z24 Highway Bridge [11].

- Auscultación dinámica, basada fundamentalmente en la medida de vibraciones a través de acelerómetros (aunque también se pueden emplear vibrómetros láser, geófonos o sismómetros). Requiere del empleo de un mayor número de acelerómetros respecto a lo que encontramos, actualmente, en los ensayos dinámicos, como, p.ej. los de pruebas de carga, donde se emplea un único acelerómetro por cada vano, además de una mayor sensibilidad de estos (en torno a 10 V/g). Por otro lado, la adquisición se hace a frecuencias de muestreo altas. A pesar de presentar los puentes frecuencias naturales esperadas bajas, normalmente bajo los 15 Hz (depende mucho del tipo de estructura) y tener presente el teorema de Nyquist-Shannon (simplificando, la frecuencia de muestreo debe ser igual o superior al doble de la frecuencia estudiada), es común muestrear a varios cientos de Hz de frecuencia (en un muestreo de 100 Hz se interroga cada sensor de la red 100 veces en un segundo), aunque en el pretratamiento se diezmen los registros. Otro aspecto importante es el del sincronismo entre sensores para poder mantener la fase (coherencia) a lo largo de toda la estructura. Esto que, en una red cableada, empleando un *datalogger* adecuado, queda salvado, en una red inalámbrica se torna en su “tallón de Aquiles”.

Por otra parte, existen diversas técnicas probadas y utilizadas desde hace tiempo y viables técnicamente, orientadas hacia la

evaluación estructural mediante ensayos no destructivos, tales como la termografía infrarroja, el georradar, la emisión acústica o las corrientes de Eddy. Estas técnicas pueden funcionar bastante bien para un estudio específico si el daño está más o menos localizado, pero plantear estas técnicas como un método de evaluación global de la salud estructural puede ser bastante costoso en tiempo y dinero, además de necesitar un gran número de sensores, que a su vez requieren una calibración frecuente, además de la especial dificultad que suelen presentar en la interpretación de los resultados.

De todos los sistemas de auscultación expuestos, el presente artículo se centrará en la auscultación dinámica y el análisis modal, por sus ventajas comparativas.

5.1. La dinámica y el análisis modal

Todas las estructuras vibran y presentan, de manera intrínseca, unos parámetros dinámicos, capaces de definir las desde el punto de vista de su comportamiento dinámico, en un instante determinado (“foto”). Estos parámetros son los modos de vibrar y la frecuencia y amortiguamiento asociados a cada uno de estos modos y pueden extraerse mediante análisis modal.

El análisis modal descompone el movimiento real complejo de una estructura, captado por sensores (p.ej. acelerómetros), en una superposición de modos de vibración natural con sus correspondientes frecuencias y amortiguamientos, es decir, sus parámetros dinámicos (figuras 10 y 11).

Los parámetros a los que se hace alusión se pueden extraer, en general, mediante tres procedimientos:

- Análisis Modal Experimental (AME). En este análisis, los parámetros dinámicos se obtienen de las funciones de respuesta en frecuencia (FRF) que relacionan la respuesta de la estructura (salida) con la excitación (entrada). También se le conoce como análisis “*Input-Output*” puesto que precisa conocer la entrada y la salida del sistema. Se requiere que la única excitación de la estructura provenga de un excitador controlado (*shakers*, martillos, liberaciones súbitas de cargas). La excitación ambiental es tratada como una fuente de ruido no deseada.
- Análisis modal Operacional (AMO). Este tipo de análisis permite la obtención de los parámetros dinámicos a partir de la medida, exclusivamente, de la respuesta dinámica de una estructura frente a las acciones ambientales (viento, sismo, etc) y operacionales (tráfico). Las fuerzas de entrada al sistema no se miden, por eso también son conocidos como análisis “*Output-only*”. Los ensayos se realizan con tráfico real y en condiciones de operación, lo que minimiza el trastorno ocasionado al servicio. Para garantizar unos buenos resultados, la excitación debe parecerse lo máximo posible a un “*Ruido blanco*” (señal aleatoria cuya densidad espectral de potencia es una constante; es decir, la señal contiene todas las frecuencias y todas ellas muestran la misma potencia). Estas técnicas están especialmente indicadas para extraer parámetros dinámicos de grandes estructuras, que son difíciles de excitar artificialmente y resulta igualmente dificultoso asegurar una única fuente de excitación durante el ensayo (requerimientos del AME). Esto ha aumentado enormemente el alcance de los análisis modales, extendiéndose a grandes estructuras como los puentes, aerogeneradores, presas, estadios, rascacielos, o grandes catedrales.
- También se puede aplicar un tercer método, basado en la combinación de los dos anteriores, conocido como Análisis Modal Operacional con entradas Exógenas (AMOX).

Debido a que las restricciones que impone el AME (excitación conocida y aislada, y el empleo de excitadores de gran tamaño), chocan, frontalmente, con la premisa fundamental de cualquier administrador, que es mantener siempre el servicio, nos centraremos en el AMO, que se adapta mucho mejor a la realidad de las estructuras en servicio. A pesar de esto, a la hora de abordar un estudio, es interesante valorar todas las alternativas para poder garantizar el éxito.

Otras consideraciones sobre esta metodología son:

- Se debe tener especial precaución al investigar los puentes muy flexibles o de grandes luces. En estos casos, en los que las frecuencias naturales son bajas (< 1 Hz), el empleo de acelerómetros en lugar de sensores de velocidad, unido a la interpretación posterior de los datos en términos del espectro de aceleraciones en vez del espectro de desplazamientos, puede dar lugar a un error importante en la determinación del modo fundamental de la estructura.
- Otro aspecto destacable es la diferencia entre un análisis modal operacional y el análisis modal experimental. Diversos estudios realizados indican que bajo condiciones ambientales (el tráfico habitual) se obtiene una represen-

tación totalmente diferente de los modos de vibración, y bastante más clara que la obtenida mediante excitaciones externas. Esto se debe a que las excitaciones externas son cargas puntuales verticales inducen la respuesta vertical del puente, pero no la horizontal que sí se registra bajo condiciones ambientales.

Dentro ya del AMO, vamos a explorar algunas de sus fases para entender mejor aquello de la idoneidad para las estructuras en servicio.

- Como fase previa, siempre es recomendable disponer de un modelo de la estructura aproximado, que ofrecerá un primer tanteo a la hora de identificar el número y la posición de los sensores requeridos.
- La toma de datos, salvo que se disponga de un gran número de acelerómetros, se suele realizar a partir de grupos de instrumentación, comúnmente llamados setups, por lo que de esta manera limitamos la distancia entre el *data logger* y los sensores (algo interesante tanto si la red es cableada como si se hace de manera inalámbrica) y limitamos, igualmente, el número de sensores a emplear.
- Debido a que se emplean grupos de instrumentación para una misma estructura, es necesario establecer algún tipo de continuidad. Esto se hace por medio de unos acelerómetros de referencia que permanecerán constantemente en la misma ubicación durante todos los *setups* mientras el resto se mueven para poder cubrir toda la estructura (por lo general puntos del tablero, aunque puede extenderse a pilas, pilonos, arcos, etc.). Es primordial colocar estos sensores de referencia en puntos que presenten un nivel de vibración representativo en la mayoría de los modos a estudiar. Una vez más, se le vuelve a sacar partido al modelo de la fase previa para evitar colocar estos sensores en antinodos.
- La duración de los setups está relacionada con las frecuencias naturales esperadas. Es comúnmente aceptado [12] que la duración de los registros debería estar entre 1000 y 2000 veces el periodo de la frecuencia fundamental de la estructura. En la práctica, se suelen emplear registros de unos 20-30 min. Como ejemplo, en el ensayo dinámico realizado por el Laboratorio de Vibraciones y monitorización (ViBest) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Oporto (FEUP) en el viaducto de *Millau* [13]. Los registros temporales fueron de 16 min. de duración y se emplearon un total de 13 *setups* para cubrir los 2.460 m de longitud del que en el momento de su construcción fue el puente atirantado más grande del mundo. El ensayo se completó en 5 horas (figuras 12 y 13).
- Pretratamiento de datos, diezmado, eliminación de frecuencias espurias, etc.
- Extracción de los parámetros dinámicos mediante métodos basados en algoritmos, que se pueden agrupar en dos grandes familias [14]. Seguidamente se citan los más utilizados de cada una de ellas:
 - o Métodos en el dominio de la frecuencia, que fueron los primeros en utilizarse. Podríamos destacar el denominado *Peak-Picking* (PP) y el *Frequency Domain Decomposition* (FDD).
 - o Métodos en el dominio del tiempo como el NEXt (*Natural Excitation Technique*), el ERA (*Eigensystem*



Figuras 12 y 13. Viaducto de Millau. Fuente ViBest.

Realization Algorithm) y el de Identificación de Subespacios Estocásticos (SSI) con sus respectivas variaciones SSI, COV y SSI

- Y finalmente, la interpretación de resultados mediante comparación con modelo calibrado o estados de referencia previos.

Por lo tanto, algunas de las ventajas del AMO frente a otros métodos son:

- o La medida puede realizarse en condiciones de funcionamiento de la estructura, no afectando al servicio de esta.
- o Como la fuente de excitación es la producida por los factores operacionales y/o ambientales, no se necesitan equipos de excitación externa de la estructura, por lo que es más económico, sencillo y seguro.
- o Solo requiere la colocación de los sensores sobre la estructura, por lo que resulta bastante rápido.
- o La respuesta medida es representativa de las condiciones de contorno reales de la estructura.

Las variaciones térmicas afectan, en gran medida, a las frecuencias naturales de las estructuras, esto es un hecho importante que debe tenerse en cuenta siempre. Se han llegado a constatar en estructuras especialmente sensibles, como pasarelas peatonales, variaciones en un rango de 15,3% - 21,4% a lo largo de un ciclo térmico [15].

En general, las variaciones de estos parámetros dinámicos (tomados en sucesivos ensayos), pueden deberse a varios factores como los ambientales (temperatura, humedad o la acción del viento), variaciones en la masa o la rigidez, o bien, variaciones en las condiciones de contorno de las estructuras. Estos dos últimos casos permiten evidenciar la presencia de deterioros en las estructuras siempre que seamos capaces de aislar el efecto de los factores ambientales previamente [16,17,18]:

- En cuanto a las variaciones de masa y rigidez, se trata de propiedades físicas intrínsecas a cada estructura especialmente importantes para la monitorización de la salud estructural. En condiciones normales, la masa de una estructura permanecerá constante antes y después de la ocurrencia de un daño, por lo que los cambios en

su rigidez, reflejados en variaciones en las frecuencias y modos de vibrar, constituirán el principal indicador de la existencia de dicho daño.

- Con respecto a las variaciones de las condiciones de contorno, permitiría detectar, entre otros, funcionamiento inadecuado de aparatos de apoyo, asientos en pilas o estribos y deterioros en dispositivos antisísmicos.

5.2. Monitorización dinámica de la superestructura de los puentes

Se expone a continuación un ejemplo (figura 14) sobre la realización de un ensayo dinámico para la obtención de los parámetros dinámicos de un puente, empleando la configuración más sencilla, un único vano, simplemente apoyado (de forma general también sería aplicable para tableros isostáticos de varios vanos). De nuestro modelo preliminar de la estructura obtendríamos, entre otras cosas (frecuencias y amortiguamientos), los cuatro primeros modos de vibración a flexión (figura 14) [19].

Estos son los desplazamientos a caracterizar y para ello, tendremos que colocar puntos de medida en el tablero de ese hipotético puente. Las mejores ubicaciones para conseguirlo serán las secciones de centro de vano y cuarto de vano. Con

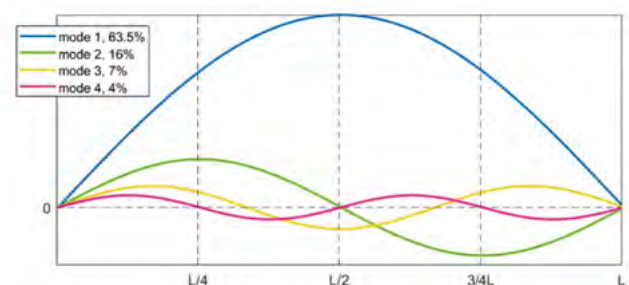


Figura 14. Primeros cuatro modos de flexión de una viga biapoyada de longitud L y porcentajes del factor de participación modal. En abscisas, ubicación en un vano de longitud L, en ordenadas desplazamiento y el cuadro, factor de participación modal.

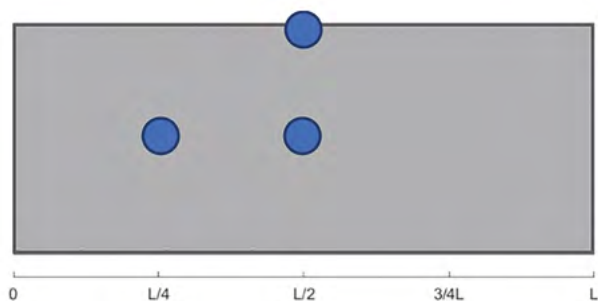


Figura 15 Ubicación ideal en planta del tablero de los puntos de medida mínimos.

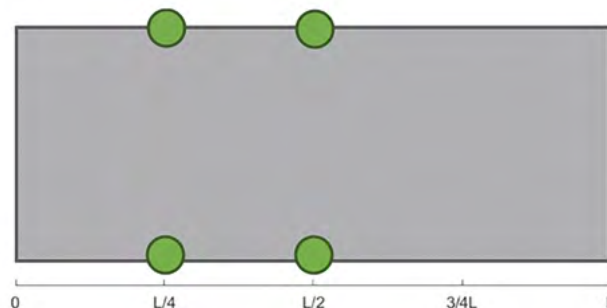


Figura 16. Ubicación realista en planta del tablero de los puntos de medida mínimos.

esta disposición evitaríamos ubicar puntos de medida en antinodos (puntos sin movimiento) de los tres primeros modos, los de mayor relevancia.

Dentro de cada una de las secciones ($L/2$ y $L/4$), para captar los modos de flexión bastaría con disponer de un punto de medida en el eje del tablero. Sin embargo, para medir los modos de torsión tendríamos que ubicar un punto de medida, de la sección de centro de vano, lo más alejado posible del eje de torsión (el eje del tablero en este caso), por ello, optamos por el extremo del tablero. En conclusión, necesitaríamos 3 puntos de medida (figura 15).

Puesto que el ensayo de ese hipotético puente ha de desarrollarse en condiciones de operación y no queremos interrumpir el servicio, lo adecuado es disponer los puntos de medida en los extremos del tablero, como puede verse en el gráfico de la derecha (figura 16).

Por ello, como requisitos tendríamos:

- Modelo preliminar de la estructura que nos aporta información para dimensionar y definir el ensayo dinámico.
- Empleo de 4 acelerómetros (como referencia, en los ensayos de Pruebas de Carga en su parte dinámica, se pide un acelerómetro por vano). Aunque con tres sería estrictamente suficiente, añadir un cuarto aporta redundancia, aumentando la seguridad y calidad de la adquisición, sin elevar mucho el número de sensores.
- Capacidad para adquirir los registros de esos acelerómetros, distribuidos en todo el tablero, manteniendo en todo momento el sincronismo entre sensores. Existen muchas opciones de instrumentación, en general, en caso de tener la red cableada, el *datalogger* aportaría adquisición sincronizada. Si se opta por equipos inalámbricos en pro de reducir los tiempos de instalación y desmontaje, el sincronismo puede hacerse mediante la propia red inalámbrica o bien a través de la conexión de un GPS a cada sensor (figura 17). Otra opción es emplear un sistema mixto en el que una serie de sensores se cablean a un *datalogger* inalámbrico sincronizado con GPS con el resto de *dataloggers*.
- La propia adquisición. Puesto que los sensores son de reducido tamaño y se ubican de tal forma que no afectarían al tráfico, solo habría que dedicar unos pocos minutos del tiempo de una hipotética inspección, para tener información suficiente. Se podrían preparar protocolos de medida adaptados a distintas tipologías de puentes, de tal modo

que el personal que realiza cualquier inspección pudiese ocuparse de esta tarea.

- Envío de datos. Como opción más versátil, la mayor parte de los equipos inalámbricos por su propia naturaleza, cuentan módulos 4G (o hasta 5G) para la comunicación remota. A través de estas redes los datos podrían llegar al gabinete para la siguiente fase del proceso, pocos segundos después de ser adquiridos. La otra posibilidad sería el almacenamiento en tarjetas de datos y posterior envío.
- Para el procesamiento de los registros dinámicos ambientales y operacionales, mediante técnicas de AMO, sería necesario un software de análisis modal.



Figura 17. Equipos de medida de aceleraciones inalámbricos para análisis modal. Fuente: GEOCISA, 2021.

Con todo esto, se pretende hacer ver que la incorporación de los ensayos dinámicos a las tareas habituales de inspección y mantenimiento de puentes es factible y aporta una información de gran valor en la toma de decisiones por parte del administrador y en el aumento del conocimiento del comportamiento real de las estructuras.

5.3. Evaluación dinámica de la subestructura de los puentes

Uno de los objetivos fundamentales de la evaluación del estado de los puentes debe ser el de obtener información precisa sobre

el estado de sus subestructuras, es decir, de sus elementos de soporte: cimentaciones, pilas y estribos. Estos elementos, que soportan el tablero, presentan una gran vulnerabilidad sobre todo ante los eventos extraordinarios que con mayor frecuencia pueden producir el colapso de las estructuras: las riadas y los sismos.

En el caso de las riadas, la socavación puede provocar la rápida disminución de la capacidad portante de las cimentaciones. En el caso de los sismos, se pueden producir efectos adversos como la licuefacción de los suelos, la pérdida de ese suelo bajo las cimentaciones o incluso fenómenos de resonancia, en el supuesto de que la frecuencia natural del puente sea similar a la del movimiento del terreno, en cuyo caso se podrían producir importantes movimientos y deformaciones. Por otra parte, en muchas ocasiones es imposible conocer el tipo de cimentación de una estructura, o si es superficial o profunda, lo que impide evaluar su vulnerabilidad con los típicos métodos hidráulicos y geotécnicos.

Por todo ello, resulta de gran importancia evaluar la vulnerabilidad de las cimentaciones de un puente frente a la socavación y los sismos o bien monitorizarlas, de forma que se pueda actuar de manera preventiva para evitar el coste social y económico que supondría un posible fallo de esos elementos del puente.

Un posible y prometedor enfoque para averiguar tanto el tipo de cimentación como su estado de conservación sería mediante un análisis dinámico. Aunque se trata de una técnica mucho más desarrollada para analizar el comportamiento de los tableros de los puentes, es de aplicación también para la evaluación de la subestructura.

Así, los principales objetivos de un ensayo dinámico en la subestructura de un puente podrían ser determinar, en una toma de datos inicial, su rigidez global y su tipología, y posteriormente repetir estos ensayos dinámicos, en ciertos intervalos de tiempo o tras la ocurrencia de un evento extraordinario, como un sismo o una riada para conocer su estado mediante comparación con el estado de referencia.

Es importante señalar que, a diferencia del ensayo dinámico de la superestructura, que puede realizarse en modo operacional, en el caso de la subestructura, por su mayor rigidez, es necesario introducir una excitación externa (AME) aplicada desde la plataforma y sobre la vertical de la pila. Sin embargo, hay líneas de investigación abiertas basadas exclusivamente en medidas ambientales y operacionales (AMO) [20]. El modo óptimo de introducir esta excitación externa sería mediante un vibrador sísmico, que es un dispositivo montado en un camión o un *buggy* que es capaz de inyectar vibraciones de baja frecuencia en la tierra, técnica de exploración sísmica conocida como “*Vibroseis*” (figura 18). Otras alternativas de menor coste, pero también de menor eficacia para excitar la subestructura, serían el empleo de martillos de impacto o vibradores modales (o *shakers*).

Para el estudio de la viabilidad y fiabilidad de los análisis dinámicos orientados a averiguar el tipo de cimentación y su vulnerabilidad frente a sismos y riadas, son necesarios, de forma especial, el interés de las administraciones en esta línea y su colaboración para ofrecer obras de paso que se vayan a demoler. En Estados Unidos, la *Federal Highway Administration* ya ha realizado estudios en esta línea [22], realizando detallados ensayos dinámicos en puentes objeto de demolición, registran-



Figura 18. Ensayo dinámico de la pila de un puente mediante vibrador sísmico. Fuente: [21].



Figuras 19 y 20. Arriba, simulación de socavación en la cimentación de una pila. Abajo, simulación de daños por sismo. Fuente: Catbas, F.N. (1997).

do su comportamiento al ir produciendo daños progresivos en las cimentaciones (excavaciones para simular la socavación por una riada y rotura de las cimentaciones para simular los daños por un sismo) (figuras 19 y 20). Se obtuvieron resultados prometedores y se demostró la eficacia del análisis dinámico para la detección del daño, aunque deben seguir realizándose estudios de este tipo [23] para poder aplicar el método con la fiabilidad requerida.

6. CONCLUSIONES

Es innegable que la operatividad y seguridad de las redes de transporte constituyen un pilar básico para el bienestar social y

económico de un país. Los puentes, muchos de ellos cerca del fin de su vida útil, son unos elementos críticos dentro de estas redes, por lo que una gestión óptima de los mismos, que ayude a decidir dónde, cómo y cuándo invertir los recursos disponibles para mantenerlos, rehabilitarlos o sustituirlos es un tema de vital importancia.

Una gestión eficaz del parque de puentes de una red de transporte debe analizar una importante cantidad de datos, tanto de inventario (localización, número, dimensiones y tipologías) como de evaluación de su conservación, de forma que se conozca el estado de condición de cada uno de sus elementos. La gestión deberá incluir también el coste de las actuaciones de mantenimiento y reparación necesarias, así como predicciones del comportamiento futuro de los puentes que permitan una óptima planificación de los recursos.

La evaluación del estado de conservación de los puentes se realiza actualmente de forma mayoritaria a través de las inspecciones visuales. Estas han mejorado mucho en los últimos años, gracias a la mayor especialización que se les exige a los inspectores, al incremento de la formación específica y a la optimización de los criterios para homogeneizar los resultados obtenidos. Aun así, hay cierto componente subjetivo que hay que tratar de mitigar, por no mencionar que una inspección visual no puede detectar daños internos o deterioros sin síntomas evidentes. Por todo ello, a pesar de que las inspecciones visuales siempre serán necesarias y parte fundamental de la gestión de los puentes, debemos reflexionar sobre la incorporación de otras técnicas, como parte integrante de la evaluación del estado de un parque de estructuras, que aporten más información, precisión y objetividad a la información aportada a los administradores para la toma de decisiones dentro de la gestión de las estructuras.

Los parámetros dinámicos deben entenderse como información del comportamiento real de las estructuras, en sus condiciones de contorno, y su análisis ofrece múltiples prestaciones en la mejora de la gestión de los puentes, como los que se enumeran a continuación:

- Aporta un mayor conocimiento del comportamiento dinámico global de la estructura, o de algún elemento de esta, que por su importancia nos interesa controlar.
- La calibración de modelos numéricos que sirvan de base para proyectos de rehabilitación, refuerzo, ampliación o en general cambio en las condiciones de trabajo de estructuras.
- Permite la monitorización, de forma continua o discreta de la salud de las estructuras.
- Puede ayudar a establecer un plan específico relativo a la frecuencia de inspección de las estructuras, lo que permitiría optimizar los recursos.
- Puede alertar sobre la existencia de un daño sin síntomas aparentes y que por lo tanto podría pasar desapercibido en una inspección visual.
- Control del estado de elementos sensibles de algunas estructuras como pueden ser los tirantes, cimentaciones, elementos de apoyo, dispositivos sísmicos, entre otros.
- Evaluaciones de vibraciones relacionadas con el cumplimiento estados límite de servicio (vibraciones excesivas), para estructuras con tráfico de peatones, incluyendo tanto las pasarelas como los puentes de carretera con aceras peatonales, así como, para estructuras con tráfico de vehículos exclusivamente.

- Evaluaciones rápidas del estado de conservación de estructuras tras eventos excepcionales (tormentas, riadas, accidentes, deterioros graves, etc.). Este caso, de aplicación a estructuras críticas, requeriría de referencias previas para establecer comparaciones o la elaboración de un modelo calibrado con datos reales. Para ello será esencial la investigación en estructuras previas a su demolición, en diferentes escenarios con daño controlado que simulasen la ocurrencia de un evento como se hizo en el paso superior Z24 en Suiza coordinado por KU Leuven [24,25].

Es importante, a la hora de decidir, no olvidar que los deterioros, el envejecimiento, el aumento de las cargas del tráfico y los episodios ambientales cada vez más adversos, que afectan a nuestras estructuras, siguen inexorablemente una curva ascendente.

Agradecimientos

Sabio, culto y ameno como pocos, Luis Ortega Basagoiti superaba todo lo que de él se pueda decir aquí. Será difícil volver a conocer a una persona de tanta valía profesional y que al mismo tiempo resultara tan cercana y sencilla. Maestro, compañero y amigo inolvidable.

En el plano técnico, nos gustaría destacar, entre sus innumerables contribuciones, la realizada en la redacción de la ITPF-05, normativa que establece y regula la realización de inspecciones y pruebas de carga en puentes de ferrocarril.

Referencias

- [1] Aktan, A.E., Catbas, F.N. et al. Health monitoring for effective management of infrastructure. *Proceedings of SPIE*, 4696 17.
- [2] Glaser, S.D, Tolman, A. (2008) Sense of Sensing: From Data to Informed Decisions for the Built Environment. *Journal of Infrastructure Systems*, 14(1), 4-14.
- [3] Aktan, A.E. et al. (1997) Issues in health monitoring for intelligent infrastructure. *University of Cincinnati Infrastructure Institute*.
- [4] <https://victoryepes.blogs.upv.es/2020/09/29/the-asset-time-bomb/>
- [5] Thurlby, R. (2013). Managing the asset time bomb: a system dynamics approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Forensic Engineering*, 166(3):134-142.
- [6] <https://www.boe.es/eli/es/o/2005/06/10/fom1951> ITPF-05.
- [7] http://www.adif.es/es_ES/empresas_servicios/normativa_tecnica/normativa_tecnica.shtml. Redacción y aprobación de Normativa Técnica, Adif.
- [8] https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0870250.pdf “Guía para la realización de inspecciones principales en las obras de paso de la Red de Carreteras del Estado”
- [9] Lenett, M.S., et al. “Subjective and objective evaluations of bridge damage”. *Journal of the Transportation Research Board, J. Transp.Res.* Board, 1688 76-86.
- [10] ARTEMIS Modal Technical Reviews. Experimental Modal Analysis and Operational modal Analysis
- [11] IBrincker, R., & Andersen, P. (2002). Identification of the Swiss Z24 Highway Bridge by Frequency Domain Decomposition. In *Proceedings of IMAC 20: A Conference on Structural Dynamics*: February 4-7.
- [12] Cantieni, R. (2005) Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. *Proc. 1st IOMAC, International Operational Modal Analysis Conference*, April 26-27, Copenhagen, Denmark, pp. 249-260.
- [13] Magalhães, F., Caetano, E., Cunha, A., Flamaud, O., Grillaud, G., Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: Evaluation of alternative processing strategies, ISSN 0141-0296.

- [14] Rainieri, C., Fabbrocino, G., Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures.
- [15] Cunha, A., Caetano, E., et al. Continuous Dynamic monitoring of bridges: Different perspectives of application.
- [16] Aktan, A.E., Lee, K.L. et al. Modal testing for structural identification and condition assessment of constructed facilities. *Society of Photo-Optical Instrumentation Engineers (SPIE) Conference Series*, 2251 462.
- [17] Catbas, F.N. (1997). Investigation of global condition assessment and structural damage identification of bridges with dynamic testing and modal analysis. University of Cincinnati.
- [18] Magalhães, F., Cunha, A., Caetano, E., Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection.
- [19] Castellaro, S., Isani, S. (2019) Experimental Modal Analysis of Bridges; How to Employ Few Resources and Get it Right. *Fasttimes* Vol. 24, 3.
- [20] [PROYECTO TO-BM.pdf](#) (grupoacs.com).
- [21] <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/geotechnical/03089>.
- [22] "Dynamic Bridge Substructure Evaluation and Monitoring". Publication NO. FHWA-RD-03-089
- [23] Qiang Mao et al. (2016) "Dynamic Evaluation of a Bridge Substructure with Experimental Modal Analysis".
- [24] Torres Goitia, J.J. (2010) "A comparison and evaluation of different dynamic characterization approaches for bridges". University of Arkansas.
- [25] [Z24 Bridge benchmark – Structural Mechanics](#) (kuleuven.be).



footbridge

Madrid 2022

creating **experience**

07-09.09.2022

Lugar de celebración:

COAM - LA SEDE

C/ Hortaleza, N 63

28004 Madrid - Spain

Los problemas árido álcali o la necesidad de anticiparse a un proceso irreversible en los puentes

Alkali-Aggregate Problems or the Need to Anticipate an Irreversible Process in Bridges

José Antonio Martín-Caro Álamo^a, José Luis Martínez Martínez^a, Gonzalo Arias Hofman^b

^a Dr. Ingeniero de Caminos. INES Ingenieros

^b Ingeniero de Caminos. INES Ingenieros

Recibido el 1 de febrero de 2020; aceptado el 16 de abril de 2021

RESUMEN

Las reacciones expansivas en el hormigón, y en particular las reacciones por reacción árido-álcali, no son un problema desconocido ni novedoso (como atestiguan las investigaciones de Thomas Stanton, [figura 1](#)), pero están empezando a adquirir una presencia cada vez más visible en los puentes de las carreteras españolas (siendo en cualquier caso un problema minoritario, las consecuencias son, en ocasiones, irreversibles). Así se ha constatado en el curso de numerosas y recientes campañas de inspección en las que han participado los autores de este artículo, en algunos casos con consecuencias traumáticas cuando la enfermedad se ha manifestado y ha alterado las características del hormigón hasta un extremo que ha obligado a demoler la estructura.

El presente artículo pretende proponer unas recomendaciones para el reconocimiento visual de la sintomatología que define estos procesos y una metodología que permita analizar la incidencia de este fenómeno en la disminución de las propiedades mecánicas del hormigón y en el comportamiento resistente del puente.

PALABRAS CLAVE: Mantenimiento estructuras, vida útil, AAR, modelos de evolución de daños.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

Expansive reactions in concrete, and in particular alkali-aggregate reactions, are not an unknown or new problem (as evidenced by the investigations of Thomas Stanton, [figure 1](#)), but they are beginning to acquire an increasingly visible presence on Spanish road bridges (being in any case a minority problem, the consequences are sometimes irreversible). This has been verified in numerous and recent inspection campaigns in which the authors of this article have participated, sometimes with traumatic consequences when the disease has manifested itself and has altered the characteristics of the concrete in such way that the structure was demolished.

This article aims to propose some recommendations for the visual recognition of the symptoms that define these processes and a methodology that allows to analyze the incidence of this phenomenon in the reduction of the mechanical properties of the concrete and in the resistant behavior of the bridge.

KEYWORDS: Maintenance of structures, service-life, AAR, damage evolution models.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

1. INTRODUCCIÓN

Dentro del conjunto de patologías inherentes al hormigón, una de las más agresivas es el desarrollo de procesos expansivos de distinto tipo (reacciones árido – álcali, formación de ettringita,

sal de Friedel, etc.). Estos procesos pueden llegar a ser identificados, al menos como una posibilidad plausible, mediante las inspecciones visuales que se realizan periódicamente para llevar un seguimiento de los puentes.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *email*: jmc@inesingenieros.com (José Antonio Martín-Caro Álamo)



Figura 1. Thomas Stanton, de la California State Division of Highways, en 1940, uno de los primeros investigadores de las reacciones árido-álcali (cortesía FHWA).

Numerosas administraciones públicas y concesionarios de autopistas en España han implementado Sistemas de Gestión de Puentes mediante los cuales planifican, organizan y supervisan el estado de conservación de los mismos, cada uno con una metodología particular, puesto que no hay una Normativa oficial que dicte cómo se deben realizar las inspecciones de puentes. En España, el documento que marca en cierta forma la pauta de las inspecciones principales de estas estructuras de carretera es el redactado por el Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (MITMA)¹ [1], en el que se citan este tipo de procesos degradativos como una patología que se manifiesta en forma de fisuras en el hormigón por ataque químico y disrupción mecánica, sin una mayor especificidad. En la literatura global, el estado del arte de RILEM [2] es quizás el documento más completo que contiene indicaciones específicas para el diagnóstico.

Resulta por lo tanto necesario mejorar la metodología de inspección y la formación de los propios inspectores para este tipo de patologías específicas, de forma que el diagnóstico que se emite tras una inspección principal pueda ser más preciso y certero a la hora de identificar posibles pacientes de AAR (reacción árido-álcali, en sus siglas en inglés). Este es uno de los objetivos que pretende este artículo. El otro es tratar de establecer, desde el punto de vista del comportamiento estructural, los umbrales que definen los límites entre los posibles tratamientos que tiene esta enfermedad: en primer lugar, la reparación y protección de la estructura, en segundo término, el refuerzo y protección de la misma y, finalmente, la demolición como solución última.

Todos los casos en que está basado este artículo se corresponden con numerosas campañas de inspecciones de puentes llevadas a cabo por equipos dirigidos por los autores de este artículo en los últimos 10 años en carreteras del centro, norte y noroeste de España. Entre todos los puentes inspeccionados (varios miles de casos), se han llegado a identificar patologías como las descritas en este artículo en 19 puentes. Aunque en términos estadísticos la incidencia es muy baja, son las consecuencias sobre los puentes las que obligan a tratar de una forma especial este problema. Por la casuística recogida en estos años, este tipo de anomalías afectan especialmente a los puentes de tipología losa continua de hormigón postesado, y a este grupo de puentes en particular va dirigido este artículo.

2. BREVE RESUMEN DE LA REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI

La reacción árido – álcali genera un producto, gel de sílice, que se deposita en el interior y en el contorno de los áridos. Este material, en presencia de humedad, aumenta su volumen, lo cual produce dos efectos: expansión de la masa de hormigón y fisuración tanto de los áridos como de la matriz de cemento

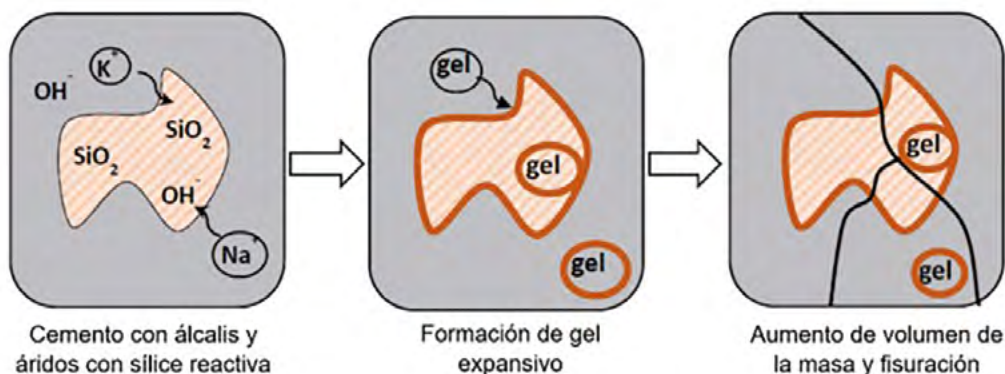


Figura 2. Proceso de formación de gel de sílice y fisuración del hormigón ([2]).

¹ En la fecha de publicación del documento se denominaba Ministerio de Fomento.

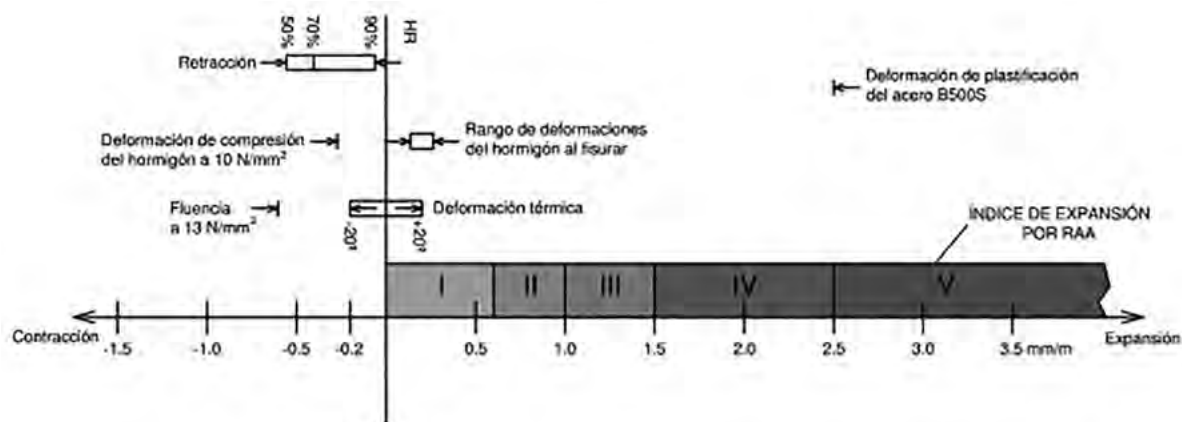


Figura 3. Deformaciones por AAR comparadas con deformaciones estructurales. Adaptado de [3].

(figura 2), apareciendo las fisuras por las diferencias de deformaciones unitarias entre los componentes del hormigón.

Es interesante resaltar el orden de magnitud de la expansión volumétrica que produce la AAR ya que esta puede alcanzar valores muy superiores a las deformaciones estructurales (figura 3). El índice de expansión por AAR es una clasificación de la intensidad del ataque creado por la Institution of Civil Engineers [3].

El desarrollo de la fisuración debida solo a AAR es uniforme y lineal con el tiempo, y el ataque por AAR puede empezar a mostrar síntomas visibles a partir de 1 a 5 años desde la construcción, pero se han encontrado ejemplos en que los síntomas se hacen patentes mucho tiempo después, por lo que la edad de los puentes no es una cuestión relevante, aunque sí condicionante.

El tipo de árido reactivo suele ser en la casi totalidad de los casos árido silíceo (por lo que también es conocido este fenómeno como reacción álcali-silice, ASR, en sus siglas en inglés), mientras que la reacción álcali-carbonato (ACR) es extremadamente rara. Los áridos más reactivos son calcedonia, ópalo, pedernal poroso y areniscas impuras. Los álcalis son fundamentalmente óxido de sodio y potasio del cemento.

3. DESCRIPCIÓN DE LA SINTOMATOLOGÍA

La existencia de procesos expansivos en el hormigón se puede determinar con los correspondientes ensayos físico-químicos, pero, como es lógico, no se puede plantear la realización de este tipo de pruebas en todos los puentes de forma sistemática. Lo que se plantea en el marco de los Sistemas de Gestión de Puentes es un protocolo que permita cribar aquellos que pueden estar afectados por reacciones expansivas, siguiendo estas etapas:

- 1) Identificar los casos posibles mediante inspecciones visuales.
- 2) Realizar pruebas de caracterización del hormigón a un reducido número de puentes.
- 3) Estudiar en profundidad aquellos casos que han confirmado los síntomas en las etapas previas.



Figura 4. Detalle de fisuras longitudinales abiertas en la cara inferior de la losa de un tablero.

Para describir los síntomas de estos procesos, se debe atender en primer lugar a los aspectos físicos visibles, que pueden ser identificados en una inspección principal visual por un ojo debidamente entrenado para ello, como indicadores de posibles procesos expansivos (ver detalle de la fisuración longitudinal en la cara inferior de una losa de hormigón postesado, figura 4). En segundo lugar, se deben definir los parámetros de caracterización del hormigón que indican la posible existencia de estos procesos. A continuación, se describen los ensayos físico-químicos que pueden caracterizar de forma inequívoca la existencia de estos procesos expansivos y, por último, se deben realizar las comprobaciones estructurales que permiten definir el nivel de seguridad de cada puente.

En cuanto a los aspectos físicos visibles, que puede identificar un inspector (con la debida formación y conocimiento) hay que tener en cuenta que los procesos expansivos en el hormigón, como son las reacciones árido-álcali, pueden estar produciéndose sin que ello implique una visibilidad externa, pero cuando el proceso se encuentra en un estado avanzado se manifiestan síntomas, principalmente en forma de fisuras e incluso en algunos casos como una deformación de la propia losa del tablero (algo que no sucede cuando el problema afecta

a los estribos o a las pilas). Si el problema se encuentra muy avanzado, las fisuras dan paso a lajación y pérdidas del hormigón de recubrimiento, pero se trata de un efecto inducido fundamentalmente por la corrosión de las armaduras, como consecuencia de su exposición a los agentes agresivos por la presencia previa de numerosas fisuras. La fisuración provocada por AAR se orienta en gran medida en la dirección de las tensiones de compresión y no se debe únicamente a la corrosión de la armadura (aunque con el tiempo se suma también ese efecto). En [figura 5](#), [figura 6](#) y [figura 7](#), se muestran fisuras en puentes afectados por AAR sobre distintos elementos estructurales.

Este tipo de fisuras, que en un elemento de hormigón en masa tendrían una trayectoria irregular (errática), se orientan, especialmente en el caso de las losas, en una dirección predominantemente longitudinal. Se aprecian sobre todo en la cara inferior y almas de la losa, y también en su cara superior, pero al estar oculta normalmente bajo el pavimento estas no suelen ser visibles salvo que se observen en una operación de repavimentación del tablero.

Esta orientación de las fisuras, que se puede explicar por la compresión a la que está sometida la losa por el sistema de postesado, confunde muchas veces al inspector de puentes, que atribuye su causa a la falta de recubrimiento o corrosión de las armaduras, es decir, a un problema de corrosión generalizada dentro del habitual proceso durable del hormigón.

Por ello, es importante que si el ingeniero está inspeccionando un puente de tipología 'losa continua postesada' con presencia de numerosas fisuras de trayectoria longitudinal (en su cara inferior y almas) sea capaz de plantearse la posibilidad de que se trate de un problema de reacciones expansivas. Puede apreciarse incluso en la [figura 6](#) que, en los estribos, las fisuras se alinean de forma horizontal. En estos elementos también aparecen fisuras en direcciones ortogonales y la mayor abertura de las fisuras horizontales o verticales responde más a la mayor exposición de unas armaduras u otras (en función del recubrimiento).

En la [figura 8](#) se puede observar la deformación de una losa como consecuencia de la disminución de las características resistentes en el hormigón. Los puntos bajos se corresponden con el centro de luz de cada vano.

En la literatura especializada se menciona también otro síntoma, que son los 'pop-ups' o pequeños desconchones puntuales ([figura 9](#)). Estos desprendimientos son consecuencia de la reacción de áridos puntuales muy superficiales, junto con la formación de gel por AAR. En caso de que se observen, es conveniente registrar el número, tamaño y distribución y, si es posible, el tipo de árido. Es posible confundir este tipo de pequeños defectos con otros similares provocados por la acción hielo-deshielo, e incluso por detalles constructivos (como, por ejemplo, los clavos empleados en el encofrado).

Se resumen, a continuación, estos síntomas y su evolución, por la importancia que tiene el reconocimiento de los mismos.

Defectos superficiales

En estadios iniciales del ataque (expansiones de entre 0.4 y 0.6 mm/m) la AAR tiende a incrementar las fisuras ya iniciadas por otras causas por lo que el patrón de fisuras no tendrá una impronta claramente reconocible.

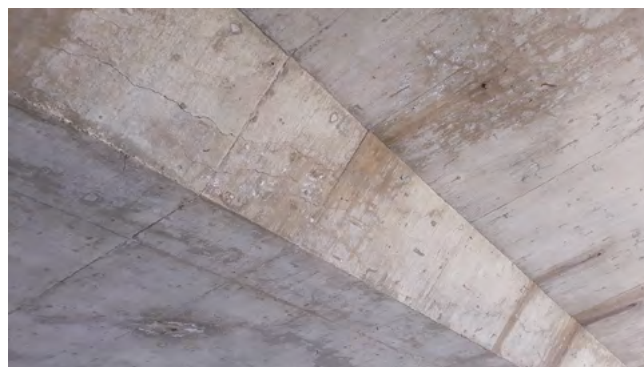


Figura 5. Fisuración longitudinal en el alma de una losa postesada.



Figura 6. Fisuración horizontal en estribo.



Figura 7. Fisuración vertical en una pila.

Cuando el daño ha progresado más, suelen presentarse las siguientes características [2]:

- En elementos sin deformación impedida y sin una dirección predominante de las tensiones de compresión, se observa fisuración extensa en forma de mapa.
- En elementos comprimidos por el pretensado, por los es-



Figura 8. Detalle de la deformación longitudinal de la losa de un tablero.

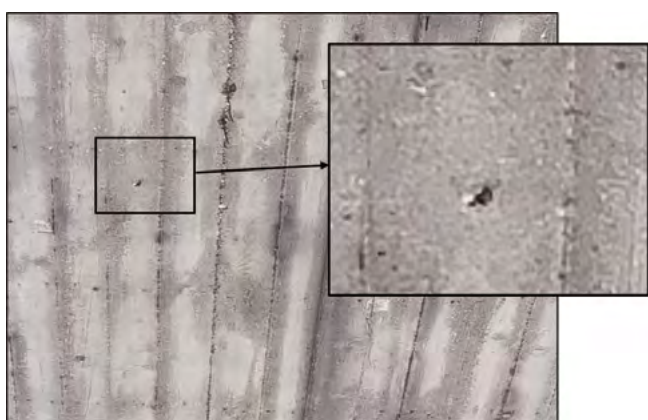


Figura 9. Pequeños desprendimientos en cara inferior de losa.



Figura 10. Fisuras con rotura de áridos, a veces rellenas de material de la reacción, observadas en un corte transversal de una estructura afectada por AAR.

fuerzos de las cargas exteriores o por tener impedida la deformación por efecto de la armadura o de otros elementos con los que topa, se observa fisuración orientada en paralelo a las compresiones o a la dirección de la restricción del movimiento expansivo.

- Signos de expansión de la masa de hormigón visibles como movimientos relativos entre distintas partes de la estructura y movimientos fuera del plano entre los labios de fisuras.
- Áridos partidos (en caso de que puedan observarse estos).

Dependiendo del tipo de áridos, se presentan los siguientes síntomas:

- Las fisuras pueden rellenarse con los productos de la reacción (gel de sílice).
- Decoloración de la superficie, especialmente coincidiendo con las fisuras.
- Saltado del recubrimiento en ciertas zonas.
- En ocasiones, saltados puntuales de los áridos en superficie (lo que también puede deberse a la helada) o 'pop-ups'.

Fisuras

Como se ha dicho, es típica de la AAR la presencia de fisuras que parten áridos gruesos y progresan a través de la pasta de cemento conectando distintas roturas de áridos. Es frecuente que estas fisuras (en la pasta o en los áridos) se rellenen con gel de sílice (figura 10).

En elementos sin restricción de movimientos ni dirección predominante de las tensiones de compresión, ya se ha mencionado que la fisuración es en mapa. Para distinguir si la fisuración es causada por AAR o por secado o retracción plástica no se debe prestar atención a la morfología sino al momento de aparición. La fisuración por retracción aparece días o semanas después de la construcción, mientras que la vinculada a AAR suele aparecer tiempo después (incluso años después). Es necesario por tanto revisar inspecciones anteriores y comparar fotografías si están disponibles. Para observar las fisuras es con-

veniente limpiar la superficie con un cepillo rígido y proyectar agua con un espray dejando que seque la superficie.

En otros elementos o partes de la estructura pretensados, comprimidos o dotados de una fuerte cuantía de armadura pasiva la fisuración por AAR se orienta en el sentido de la compresión o de la armadura.

Movimientos y deformaciones

La expansión propia de la AAR es similar a la de una dilatación térmica (aunque en el caso de AAR solo está afectado el hormigón, no la armadura) y puede manifestarse en los siguientes síntomas:

- Cierre de las juntas de dilatación.
- Torsión o abombamiento de superficies inicialmente planas.

La AAR conlleva una disminución del módulo de deformación incluso en estadios tempranos del proceso por lo que, en puentes de hormigón armado, puede observarse un aumento de las flechas. En puentes pretensados, en función de su cuantía, este efecto puede atenuarse o no aparecer ya que al bajar el módulo también aumentan las flechas debidas al pretensado, que tienen signo contrario a las de las cargas gravitatorias.

La tabla 1 da indicaciones para la interpretación de los síntomas detectables visualmente.

4. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN

4.1. Ensayos de caracterización del hormigón

La bibliografía existente describe los principales parámetros que permiten caracterizar el hormigón afectado por este tipo de procesos (sin recurrir aún a ensayos de tipo físico químico que se describirán posteriormente):

- El parámetro que mejor se correlaciona con daños causados por reacción álcali-árido es el módulo de elasticidad,

que muestra reducciones claras y monótonas para cualquier expansividad, al contrario de la resistencia a compresión, que muestra valores muy variables (figura 11).

- Todos los estudios utilizan como parámetro cuantificador de la reacción la expansividad medida en probetas (moldeadas para estructuras nuevas o extraídas en estructuras existentes).

A partir de ahí, parece que se debe prestar atención al módulo y tratar de ensayar la expansividad, que da información sobre la reactividad remanente.

Se extraen en la figura 11 dos imágenes de [2], que muestran las variaciones en módulo y en resistencia de un gran número de casos extraídos de la bibliografía. Lo primero que se observa es que se relacionan las propiedades mecánicas con la deformación de expansión obtenida de probetas. Esto es una constante en muchos artículos sobre el tema. La segunda observación, también confirmada en otros muchos estudios, es que el módulo es un buen indicador de AAR incluso para deformaciones de expansión bajas, mientras que la resistencia no es un indicador claro, excepto para expansividades muy grandes, en cuyo caso las pérdidas típicas son del 40%.

Con la resistencia característica del hormigón se pueden producir descensos sobre los valores teóricamente esperables, pero la correlación no es tan clara y con valores bajos de expansividad hay una dispersión mucho menos clara que con los valores del módulo de elasticidad.

Para disponer de la información anterior es necesario extraer testigos en el hormigón endurecido, en las ubicaciones indicadas para cada puente. Los testigos se extraerán después de haber posicionado las armaduras previamente, con ayuda de un pachómetro o georradar, evitando el corte de aquellas. La posición de los testigos será tal que evite afectar a las armaduras activas. A falta de planos de proyecto del tablero del puente, se escogerán posiciones lógicas:

- Zona de momentos negativos: cara inferior o baja de las almas en áreas de apoyo, como pilas o estribos.
- Zona de momentos positivos: cara superior del tablero en centro de vano.

TABLA 1.
Síntomas que indican probabilidad de ataque por AAR

Fenómeno	Tabla 1. Probabilidad de AAR		
	Baja	Media	Alta
Fisuración	No hay	Algunas zonas con fisuras típicas de AAR, como fisuras en mapa o fisuras alineadas con el armado o las tensiones	Fisuras en mapas o alineadas con las tensiones o la armadura en zonas extensas. Desalineación entre ambos lados de la fisura por hinchamiento diferencial del hormigón
Deformaciones o desplazamientos	No hay	Algunos	La estructura muestra síntomas de incremento de volumen que produce desplazamientos y desalineaciones de elementos
Decoloración superficial*	No hay	Ligera decoloración asociada a las fisuras	Línea de fisura con decoloración oscura mientras la zona adyacente muestra un hormigón más claro
Saltado superficial de áridos*	No hay	Algunos	Muchos
Exudaciones*	No hay	Exudaciones blanquecinas alrededor de algunas fisuras	Exudaciones gelatinosas sin color definido, compatibles con gel de sílice y asociadas con algunas fisuras
Clase de ambiente*	Seco y abrigado	Exterior pero protegido de la humedad	Elementos expuestos a la humedad de la lluvia, del terreno o por otra causa

(*) Los fenómenos marcados con un asterisco se asocian a veces con AAR, pero su ausencia no permite descartar el ataque.

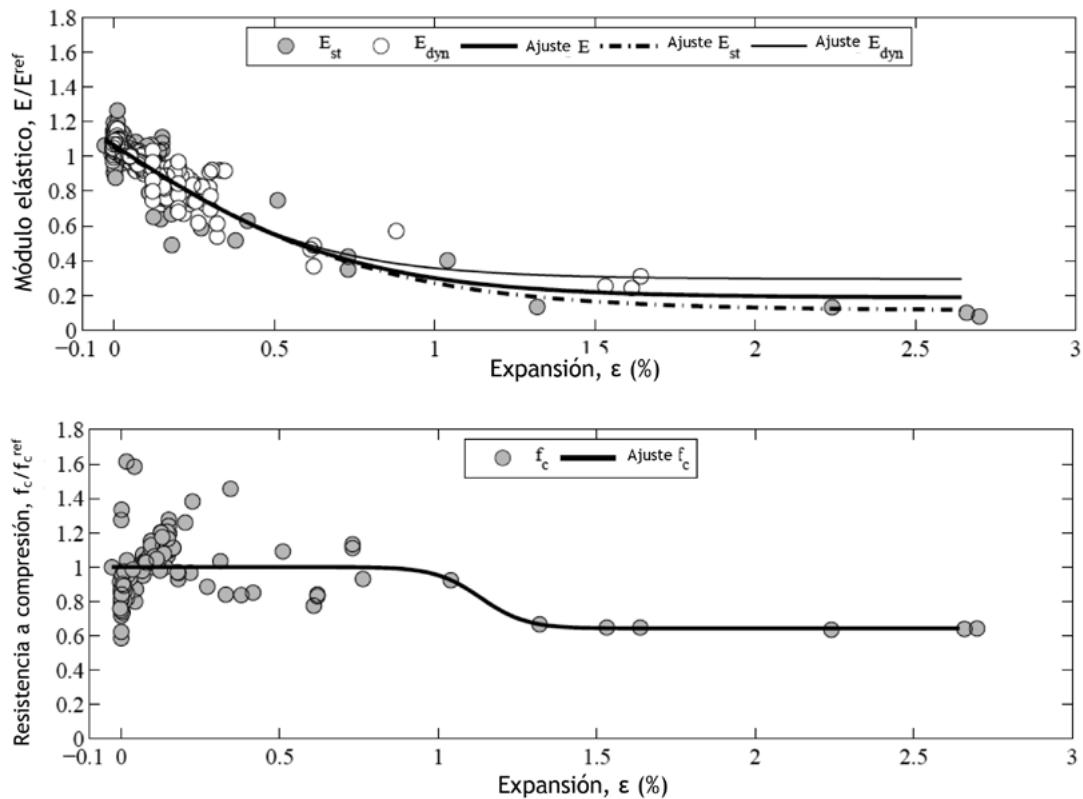


Figura 11. Variaciones en módulo (arriba) y en resistencia (abajo) [2].

La corona de extracción de los testigos será de diámetro 100 mm, para asegurar que el tamaño de árido (variable según cada caso) no afecte a los resultados de los ensayos. Su longitud será de 200 mm como mínimo de hormigón sano (es decir, si se cortan armaduras pasivas, esta distancia empieza a contar desde las armaduras, para asegurar 200 mm de hormigón sano). La razón de esta longitud es que los ensayos de rotura a compresión exigen una esbeltez (relación entre el diámetro y la longitud del testigo) de entre 1 y 2, mientras que para los ensayos de obtención del módulo de elasticidad es necesario un rango de esbelteces entre 2 y 4. Esto obliga a disponer de testigos de longitud $L = 2D$. Todos ellos deben ir perfectamente identificados, con una rotulación en su cara lateral, para garantizar su trazabilidad.

Todos ellos deben someterse a un análisis visual de daños aparentes, identificando su aspecto, presencia y localización de fisuras, restos de armadura y restos de óxido asociado a corrosión. Se seguirá UNE EN 12504-1 [9], en las que las probetas de ensayo, cilíndricas, se obtendrán cortándolas para conseguir superficies planas que se deben alinear mediante pulido y refrentado para garantizar su planeidad y paralelismo en la aplicación de la carga. En la caracterización de las propiedades mecánicas se usarán las siguientes normas:

- Resistencia a compresión simple (UNE 12390-3 [10])
Este ensayo se debe hacer en primer lugar a 2 testigos del total de todos los extraídos en un puente, para tener una referencia de la resistencia característica, de forma que se puede realizar el ensayo de ‘Determinación del módulo elástico’ sobre un 30% del valor de resistencia caracte-

rística como valor de referencia. Posteriormente, después del ensayo de ‘Determinación del módulo elástico’ en el resto de los testigos, se hará el ensayo de ‘Resistencia a compresión simple’ en todos ellos.

- Determinación del módulo elástico (UNE EN 12390-13 [11]). La relación entre longitud de la probeta, L y el diámetro debe estar en el rango $2 \leq L/d \leq 4$. En caso de no cumplirse las tolerancias de las dimensiones normalizadas en UNE EN 12390-1 [12], para la determinación de la resistencia a compresión simple se aplicará el procedimiento del anexo B descrito en [10]. Para los ensayos de determinación de módulo elástico previamente deben conocerse las resistencias a compresión del hormigón de probetas extraídas en la misma zona. Las probetas de medida del módulo elástico se instrumentarán con tres galgas extensométricas adheridas equidistantemente a la superficie longitudinal de aplicación de la carga, para medir deformación y obtener tres valores por muestra, que permitirá dar valores promedio del módulo.
- Determinación de la velocidad de ultrasonidos en cada testigo extraído (UNE EN 12504-4 [13]). Esta técnica permite caracterizar de forma no destructiva un mayor conjunto de puntos de una estructura y ampliar, de forma indirecta, el conocimiento de la resistencia del hormigón (a partir de la correlación entre velocidades y resistencia a compresión de los testigos extraídos).

Adicionalmente, se aconseja realizar el estudio de la profundidad de penetración de la carbonatación en el hormigón de

los distintos puentes y elementos, que se hará siguiendo dos procedimientos:

- A la llegada de los testigos, se hará la determinación del frente de carbonatación sobre la superficie del testigo, usando timolftaleína (azul intenso en zona no carbonatada e incolora zona carbonatada).
- Se confirmará la profundidad de carbonatación según UNE 112011 [14].

4.2. Ensayos de caracterización de los procesos expansivos

Hay ensayos específicos que caracterizan los procesos expansivos, pero al ser ensayos más lentos y complejos, se suelen aplicar al subconjunto de los puentes que en los dos pasos previos (identificación visual de los síntomas externos y descensos en los valores de módulo de elasticidad y resistencia a compresión) queden adscritos al grupo de posibles pacientes.

Hay dos ensayos muy utilizados para medir la expansión volumétrica como índice del potencial de desarrollo de la ASR:

- Ensayo en aire al 95% de HR y 38°C.
- Ensayo en solución 1 N NaOH a 38 °C.

El primero de ellos es más realista respecto a las condiciones del hormigón en la estructura mientras que el segundo está indicado para determinar la “reactividad residual” de los áridos. Ambos se describen en el punto 5.3.4 y apéndice F de [2]. La expansividad se determina en un periodo largo, de 6 meses a un año. Para ello se ideó el ensayo AAR-4.1 sobre prismas a 60°C en lugar de 38°C, que da resultados a 12 semanas. Este ensayo se describe en el documento del RILEM de 2016 [4]. El documento está pensado para hormigones nuevos por lo que su aplicación a una estructura existente hay que hacerla con cuidado, sobre todo en lo que respecta a la extracción de los áridos. También merece la pena considerar el “Modified Stiffness Damage Test (SDT)” (apéndice E de [2]). Este método permite obtener módulo, comportamiento en histéresis (energía disipada) y después resistencia a compresión utilizando los mismos testigos.

En resumen, los ensayos ‘avanzados’ que permiten disponer de una información completa para caracterizar los fenómenos físico químicos derivados de los procesos expansivos son los siguientes:

- Estereomicroscopía. Se observa la superficie en fractura fresca de los testigos mediante estereomicroscopía con el fin de localizar productos de reacción para su mejor análisis, el cual permite seleccionar las muestras para su estudio mediante microscopía electrónica en una segunda fase, pero solo en aquellos casos en que se sospeche de manera justificada que puede haber procesos AAR.
- Propiedades microestructurales mediante microscopía electrónica. Se toman muestras concretas de testigos para identificar alteraciones en la interfase árido-pasta. Los fragmentos se embuten en resina y se procede a su pulido para posterior observación mediante microscopía electrónica de barrido de electrones retrodispersados (SEM-Back scattering). También se determina la composición química semicuantitativa de elementos en

varios puntos mediante Energía de Dispersión de Difracción de Rayos X o EDX. Las muestras para el MEB se metalizan y permiten visualizar los compuestos originados en las reacciones expansivas.

- Determinación del comportamiento expansivo de áridos extraídos del hormigón. Se realiza un análisis de su comportamiento expansivo en los testigos. Con el fin de obtener suficiente cantidad de áridos para fabricar probetas de mortero es necesario utilizar 2 000 g de hormigón. La extracción de los áridos de los testigos de hormigón se realiza, en primer lugar, con un tratamiento físico, con la finalidad de separar la pasta del árido y, posteriormente, un tratamiento químico que elimina los restos de pasta en ellos. Con el fin de observar la expansión residual remanente en los áridos de la estructura se toma y evalúa, en su caso, la fracción de reacción consumida de ellos y para ello se amasan barras de mortero con los áridos extraídos. Se fabrican barras de mortero de acuerdo y se ensayan de acuerdo con UNE 146508 [15].
- Penetración de cloruros. Para su determinación (en el hormigón de los puentes) se extraen muestras en seco de hormigón a distinta profundidad. En los casos que sea posible se sacan muestras cada 5 mm en los primeros 2 cm y luego cada 1 cm hasta los 5 cm (7 ensayos por testigo). Para la determinación del contenido en cloruros totales, mediante ataque ácido, se sigue el procedimiento de UNE 14629 [16], los datos se expresan en % en peso de hormigón. Este ensayo se relaciona con el uso de sales fundentes en los tableros de puentes y el consiguiente riesgo adicional de corrosión de las armaduras, no específicamente con el problema de AAR.
- Contenido en sulfatos. Se estudia su contenido en los distintos hormigones. Para ello se tomaría una muestra de hormigón de los distintos testigos de los puentes, eliminando los áridos más gruesos, procediendo a su molienda. Esta muestra molida se disuelve en agua desionizada en una proporción solido/liquido 1/10. Se agita la suspensión mediante agitador magnético durante 5 min y se filtra la muestra. Los sulfatos solubles se detectan mediante cromatografía iónica. Los resultados se expresan en ppm. Este análisis del contenido de sulfatos en el hormigón permite considerar o descartar la existencia de un posible ataque simultáneo al AAR (por ejemplo, por formación de ettringita).
- Porosidad accesible al agua. Se determina de acuerdo con el método descrito en UNE 83980 [17]. Para ello las muestras seleccionadas se desecan hasta peso constante, posteriormente se sumergen en agua en ciclos de 24 horas hasta peso constante. A continuación, se hace el vacío introduciendo agua a 20°C durante 2 horas. Se restablece la presión atmosférica durante 24 horas y se pesa. Para determinar el peso aparente la muestra se pesa en un cesto perforado sumergido en agua.

Estrictamente, los tres últimos ensayos descritos no son necesarios en la caracterización de un proceso de tipo expansivo en el hormigón, pero no incrementan significativamente el alcance del estudio y, sin embargo, permiten descartar otro tipo de procesos degradativos y por ello se plantean como parte de un estudio completo.

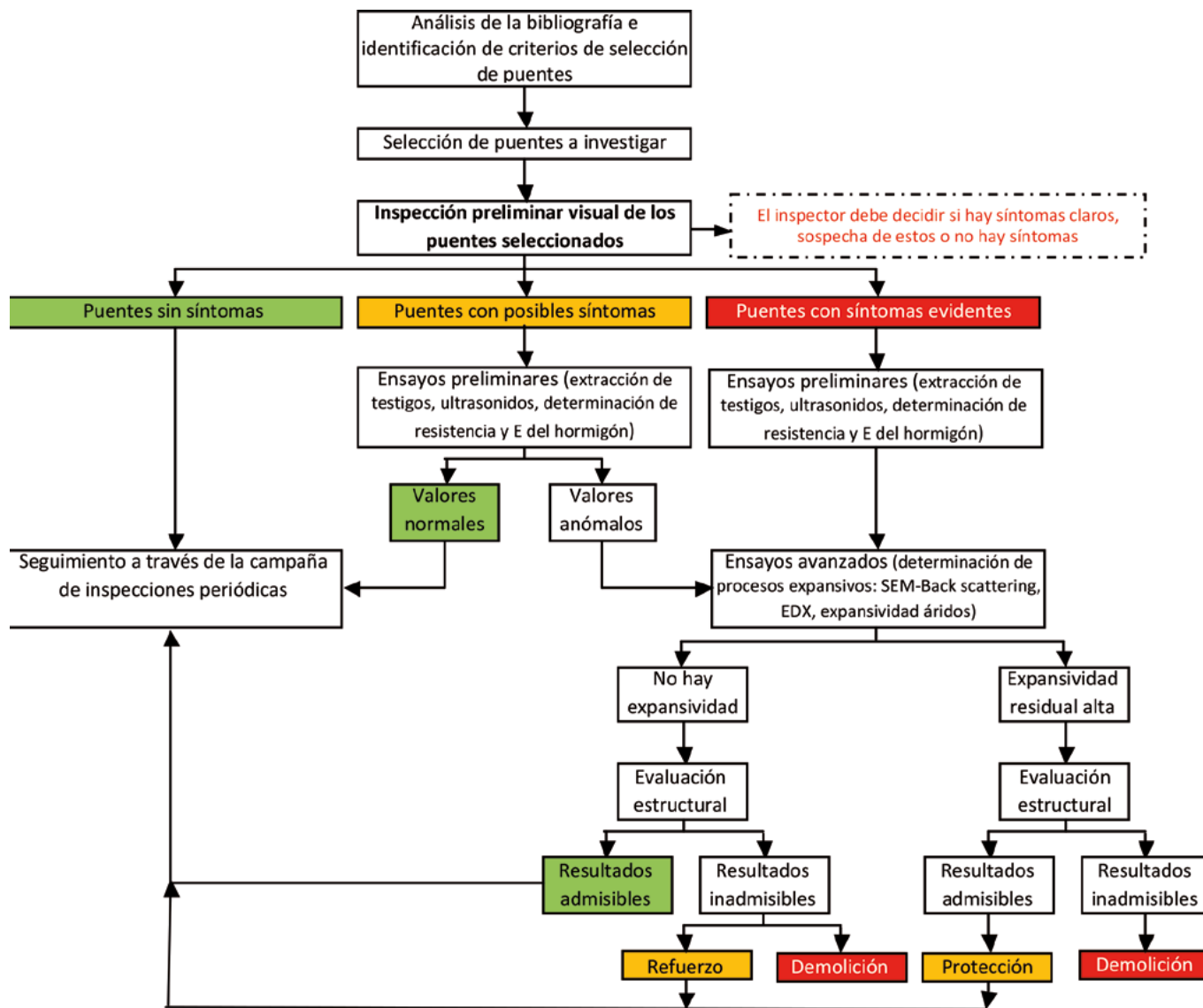


Figura 12. Metodología de estudio e identificación de casos graves.

5. METODOLOGÍA PROPUESTA

El diagrama de flujo expuesto en la [figura 12](#) resume el planteamiento de la metodología propuesta para identificar los casos en los que el desarrollo de procesos degradativos del hormigón de tipo expansivo (reacciones AAR, por ejemplo) exigen una actuación que resuelva o contenga la evolución de los mismos. Esta metodología está planteada para el estudio de un conjunto amplio de puentes, que obliga a realizar un cribado del conjunto, para concentrar los recursos en aquellos casos probables, descartando el resto en las etapas más avanzadas.

De la selección inicial se aplican criterios sencillos como la tipología estructural (se ha constatado que las losas continuas postesadas in situ suelen ser más propensas a este tipo de fenómenos) o los materiales (puentes de hormigón armado o pretensado/postesado). La edad puede ser otro criterio, ya que como se muestra en la [figura 13](#) hay muchos casos concentrados en torno

a 1990, aunque no deben descartarse otras épocas constructivas.

Uno de los pasos clave de esta metodología es el momento de la identificación de síntomas (sean estos claros o solo una posibilidad), denominado en la [figura 12](#) como 'Inspección preliminar visual de los puentes seleccionados'. La correcta interpretación de los defectos observados como síntomas de AAR, según lo descrito en el punto 3, permitiría obtener una selección acertada de casos y por ello se insiste en la necesidad de que los inspectores tengan una formación apropiada.

Hay una frontera en la toma de decisiones, que puede establecerse cuando se confirma la disminución de las propiedades resistentes del hormigón y la previsible evolución de los procesos expansivos. Esa frontera es la que determinará si la intervención va a ser traumática (demolición) o no (protección, refuerzo o seguimiento de la estructura) y la aplicación de un procedimiento como el resumido en la [figura 12](#) puede ayudar a detectar a tiempo los puentes afectados.

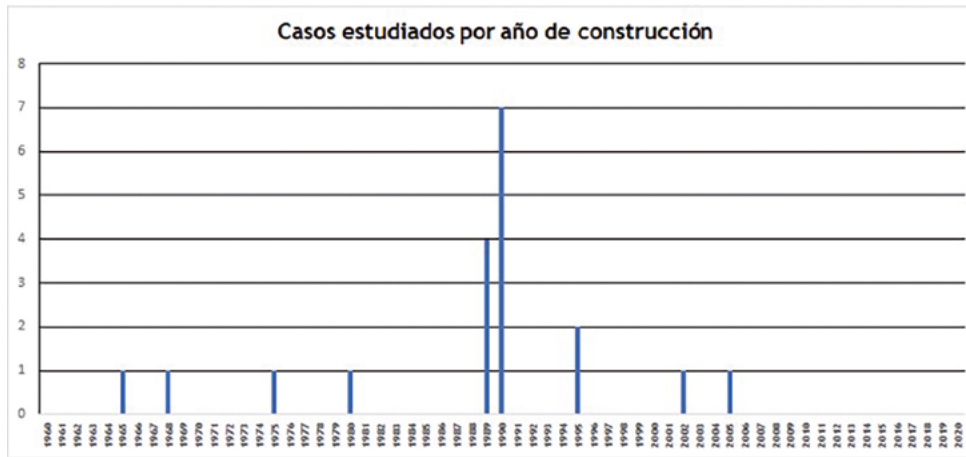


Figura 13. Casos estudiados con AAR, según el año de construcción del puente.

6. CONSECUENCIAS SOBRE EL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE LOS PUENTES

El fenómeno de la AAR está ligado al comportamiento estructural en tres aspectos (figura 14):

1. Influye el estado tensional previo de la estructura en el desarrollo de la expansión volumétrica y fisuración propias de la AAR.
2. Repercute la expansión en el estado tensional en la estructura.
3. Consecuencias de la fisuración por AAR en las propiedades mecánicas del hormigón.

En este apartado se tratan brevemente los tres aspectos anteriores y se hacen algunas recomendaciones para el análisis de la seguridad de las estructuras afectadas por AAR.

Estado tensional previo y restricciones a la expansión

Sin restricciones a la dilatación se desarrolla una fisuración isotrópica que se manifiesta en las superficies con un patrón “en mapa”. Cuando el fenómeno tiene lugar bajo una restricción unidireccional, las fisuras se orientan según esa dirección en los planos paralelos a la tensión y de nuevo “en mapa” en el plano perpendicular (Figura 15).

La tensión que se opone a la dilatación en una dirección puede deberse a los esfuerzos (incluido el del pretensado) o ser una reacción a la propia deformación impuesta de la AAR, bien porque el elemento afectado entra en contacto con otro que le impide moverse o con una masa de hormigón no reactivo, bien por la restricción que impone la armadura si esta tiene una cuantía suficiente.

Esta es la razón de que la fisuración se oriente en direcciones verticales en las pilas, en dirección longitudinal en las losas de los tableros de puente y en mapa en elementos sin restricciones ni direcciones predominantes de las tensiones. También explica los daños por saltado del recubrimiento al concentrarse la fisuración cerca de la superficie, quedando impedida cerca de la primera capa de armadura.

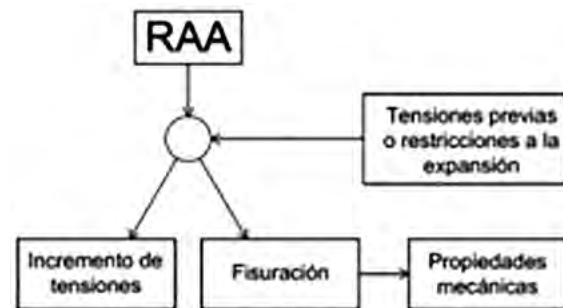


Figura 14. Esquema simplificado de las consecuencias sobre el comportamiento resistente de la AAR.

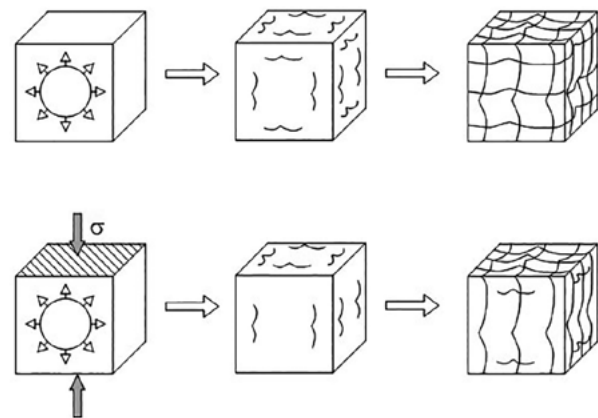


Figura 15. Desarrollo de la fisuración sin restricciones al movimiento (arriba) y con tensiones en una dirección [7].

Por supuesto, la fisuración observada no tiene por qué ser uniforme e igual entre distintas áreas, ya que distintos factores, como la presencia de humedad, pueden ser variables. De igual modo, si existían fisuras previas, la AAR puede ensanchar tales fisuras encubriendo el patrón característico de la reacción.

La tensión no solo afecta a la cinemática de la fisuración sino también al valor de la expansión. Numerosos ensayos han

puesto de manifiesto la influencia de la tensión de compresión en la reducción de la deformación de expansión. Según [3], se puede considerar que una tensión media de unos 4 N/mm² anula completamente la expansión (figura 16). De acuerdo con [8], estos efectos se anulan para tensiones entre 5 y 10 N/mm². Este mismo aspecto, interpretado desde un punto de vista activo, conduce al concepto de reparación o contención de daños mediante confinamiento de elementos (encamisado). Por otro lado, la presencia de tensiones de tracción incrementa la expansión.

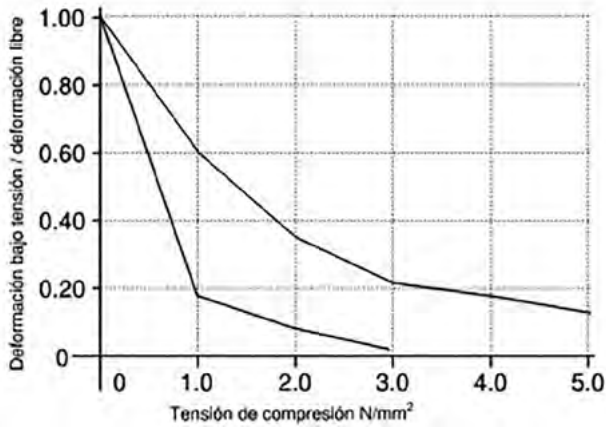


Figura 16. Variación de la deformación de expansión con la tensión de compresión según dos ensayos [3].

Tensiones inducidas por la expansión por AAR

La expansión volumétrica por AAR es análoga a la deformación impuesta por retracción, pero con signo contrario y con una magnitud mucho mayor (figura 3). Como en la retracción, esta deformación impuesta afecta solo a la masa de hormigón y no a la armadura pasiva o activa. La compatibilidad de deformaciones entre hormigón y acero induce compresiones en el hormigón (que no puede dilatarse libremente por efecto de la restricción de la armadura) y tracciones en la armadura. Estos dos efectos combinados son enteramente análogos a un pretensado, razón por la que este efecto se describe a veces como pretensado químico.

Resolviendo la hiperestaticidad interna de una sección con armadura simétrica sometida a la deformación impuesta, se obtienen las deformaciones y tensiones en el hormigón y en el acero inducidas por la deformación de expansión por AAR.

$$\text{Deformación en el hormigón } \varepsilon_c = \varepsilon_{RAA} \left(1 - \frac{\rho n_{ef}}{1 + \rho n_{ef}}\right) \quad (1)$$

$$\text{Tensión en el hormigón } \sigma_c = \varepsilon_{RAA} E_s \left(1 - \frac{\rho n_{ef}}{1 + \rho n_{ef}}\right) \quad (2)$$

$$\text{Deformación en el acero } \varepsilon_s = \varepsilon_{RAA} \left(1 + \frac{1}{\rho n_{ef}}\right) \quad (3)$$

$$\text{Tensión en el acero } \sigma_s = \varepsilon_{RAA} E_s \left(1 + \frac{1}{\rho n_{ef}}\right) \quad (4)$$

Donde:

ε_{RAA} es la deformación de expansión por AAR que se ten-

ε_c y ε_s son las deformaciones en el hormigón y en el acero.
 σ_c y σ_s son las tensiones en el hormigón y en el acero.
 ρ es la cuantía de armadura (A_s/A_c) dispuesta simétricamente.
 n_{ef} es la relación de módulos del acero y del hormigón, teniendo en cuenta la fluencia ($E_s/E_{c,ef}$), con $E_{c,ef} = E_{c,28} / (1 + \chi \varphi)$ en caso de que la deformación impuesta evolucione lentamente en el tiempo.

Las expresiones anteriores ponen de manifiesto que, a igualdad de deformación de expansión, las deformaciones de hormigón y acero y la tensión en el acero son decrecientes con la cuantía de armadura, mientras que la tensión de compresión en el hormigón crece con la cuantía de armado. Estas características se corresponden cualitativamente con los resultados experimentales reflejados en la figura 17.

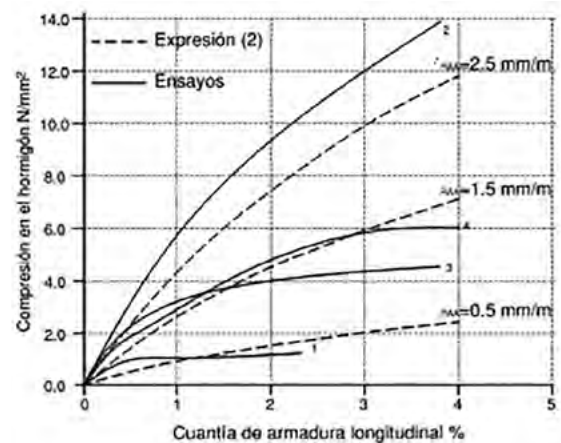
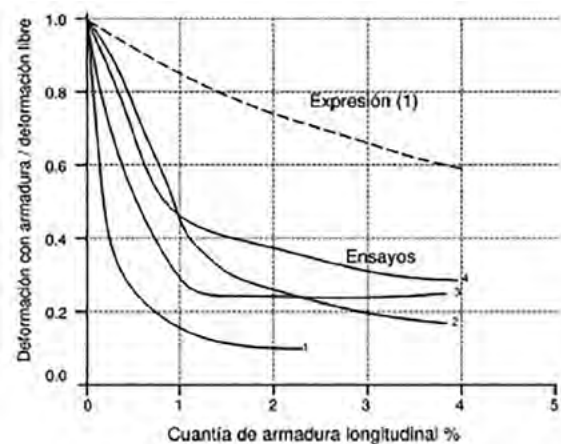


Figura 17. Variación de la deformación de expansión con la tensión de compresión según varios ensayos [7] y según las expresiones teóricas (1) y (2) con $n_{ef} = 17$.

La figura 17 muestra la reducción de la deformación de hinchamiento por efecto de la armadura en función de la cuantía de esta observada en ensayos [7]. Los ensayos se hacen con cuantías máximas mucho mayores que las de tableros de puentes, pero incluso para el rango de cuantías usuales (en torno al 1%) se observan disminuciones significativas de la deformación medida. Esta reducción de la deformación global induce tensiones de compresión en el hormigón (figura 17, derecha) con

valores de varios N/mm², comparables a los generados por el pretensado. Por supuesto, las correspondientes tracciones inducidas en la armadura pueden tener una magnitud también similar a las de un pretensado por lo que en la práctica es posible que el acero esté plastificado en servicio.

El hecho de que la deformación del acero sea mayor para cuantías bajas propicia que la deformación de los cercos sea en general mayor que la deformación de la armadura longitudinal. Con deformaciones libres ϵ_{AAR} importantes, la armadura, en particular los cercos, pueden plastificar en servicio. Esta plastificación no supone una merma de la capacidad resistente a cortante (gracias a la compresión vertical que se induce paralelamente en el hormigón) siempre que los cercos estén correctamente anclados.

Consecuencias en las propiedades mecánicas del hormigón y en la respuesta resistente de los elementos estructurales

El ataque por AAR afecta a la resistencia a compresión, al módulo elástico y a la resistencia a tracción medida en ensayo brasileño sobre probetas o testigos. La [figura 11](#) muestra la reducción de resistencia a compresión y módulo en función de la expansión de la masa de hormigón. La resistencia a tracción tiene una dependencia de la expansión similar al módulo, más marcada que la de la resistencia a compresión. Es importante recordar que los valores de la disminución de las resistencias se refieren al valor a 28 días. En una estructura afectada por AAR normalmente se ha producido un incremento significativo de las resistencias por el paso del tiempo.

La referencia [3] contiene una descripción de los efectos de la AAR en la resistencia de distintos elementos estructurales bajo diferentes solicitaciones. A continuación, se citan brevemente los aspectos relacionados con los tableros de puentes. En vigas, la resistencia a flexión no se ve afectada gravemente por la AAR para valores de la expansión libre menores de 6 mm/m (0.6%). Para expansiones mayores, se han observado reducciones de resistencia de hasta el 25%. Para la evaluación se hacen los cálculos usuales teniendo en cuenta una resistencia a compresión reducida, según datos de ensayos en testigos o con estimaciones a partir de la tasa de expansión medida y correlaciones como la de la [figura 11](#). Es necesario, eso sí, observar si se han producido daños de lajación bajo la armadura principal.

En cortante, no se observan reducciones de la capacidad resistente si las vigas cuentan con cercos bien anclados en una cuantía de al menos el 0.2%. Al contrario, en numerosos ensayos se observan incrementos en la resistencia a cortante que pueden atribuirse al pretensado debido a la AAR. Según la bibliografía, el comportamiento de vigas pretensadas es similar al de las vigas armadas. Sin embargo, en nuestra limitada experiencia, hemos encontrado casos de viaductos de los años 70 en los que la merma de resistencia a compresión es un problema para la seguridad a cortante de las bielas comprimidas del alma. En esa época el nivel de pretensado era muy alto comparado con la práctica posterior y se dan casos en los que además se disponía una baja cuantía de armadura transversal.

Aparte de las comprobaciones globales de resistencia ante esfuerzos, debe tenerse presente que el ataque por AAR reduce la resistencia a tracción del hormigón y con ella todos los fenómenos relacionados. En particular el anclaje y solape de las armaduras se ve afectado sobre todo si la zona de anclaje o solape no cuenta con un recubrimiento generoso y las barras no están atadas por cercos. Para deformaciones libres de más

de 4 mm/m (0.4%), recubrimientos del orden de 1.5 veces el diámetro de las barras y ausencia de cercos, la reducción de la tensión de adherencia es del orden del 50%. Esta reducción es lineal con la reducción de la resistencia a tracción obtenida en ensayo brasileño. Clark y Chana, citados en [7] proponen la siguiente relación entre la tensión de adherencia y la resistencia a tracción indirecta afectada por AAR:

$$f_{bs} = \alpha \left(0.5 + \frac{c}{\phi} \right) f_{ct} \quad (5)$$

Donde:

- f_{bs} es el valor característico de la tensión límite de adherencia para barras corrugadas.
- α es un coeficiente que depende de la posición de la barra en la sección y que toma valores de 0.60 en general, 0.43 para barras situadas en la cara superior de la sección o en una esquina en la cara inferior y 0.30 para barras de esquina en la parte superior de la sección.
- c es el recubrimiento geométrico.
- ϕ es el diámetro de la barra.
- f_{ct} es el valor característico de la resistencia a tracción indirecta del hormigón afectado por AAR.

La expresión anterior, más allá de su uso directo, sirve para poner de manifiesto que la reducción de la tensión de adherencia es proporcional a la reducción de la resistencia a tracción indirecta del hormigón. Si la estructura presenta síntomas de fallos de anclaje, tiene recubrimientos bajos y detalles con falta de armadura transversal puede ser conveniente hacer ensayos brasileños sobre testigos representativos del hormigón de las zonas críticas.

Análisis de la seguridad de los puentes afectados por AAR

La práctica habitual y recomendada en la bibliografía consiste en hacer las comprobaciones habituales adoptando valores reducidos de las características mecánicas del hormigón. Estas pueden determinarse sobre testigos extraídos en el hormigón o usando correlaciones con la deformación de expansión libre, si se ha medido esta. La [figura 11](#) muestra dos de tales correlaciones. La [figura 18](#) muestra las correlaciones de la referencia [7].

Conviene hacer algunas precisiones. En primer lugar, si las propiedades mecánicas se obtienen a partir de testigos, hay que tener en cuenta la muy variable afectación que pueden tener distintas zonas y la diferente fisuración que se da en direcciones distintas. La referencia [7] recomienda tomar como mínimo 12 testigos, 4 de zonas muy afectadas, 4 de zonas con daños moderados y 4 de zonas sin daños aparentes. Una estimación basada en un número pequeño, digamos 3, de testigos no tendrá ninguna validez. El ensayo preferente para diagnosticar la presencia de AAR será el de módulo, mientras que la caracterización de las resistencias debe ensayarse a compresión y tracción.

Al evaluar una estructura con hormigón afectado por AAR debe recordarse que este no es solo de un hormigón con una f_{ck} reducida. El hormigón con AAR es además más heterogéneo y anisótropo, debido a la fisuración según direcciones predominantes, y probablemente con un pretensado inducido. Es un material diferente del hormigón en el que la relación entre f_c y

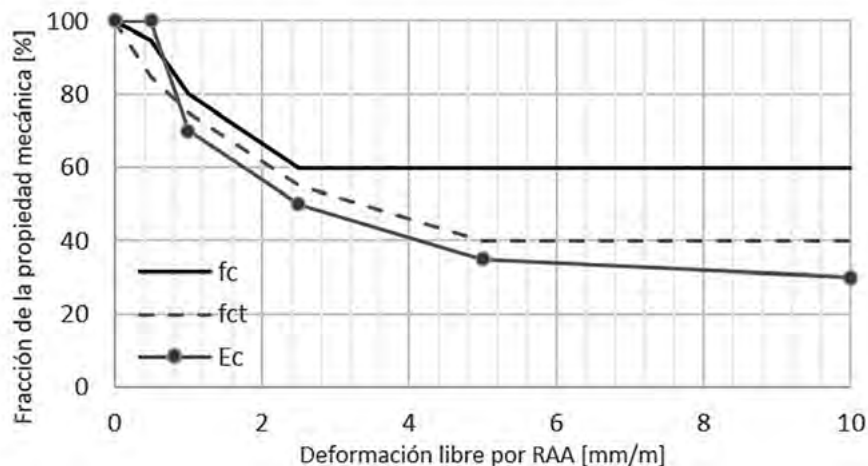


Figura 18. Porcentaje de las resistencias a compresión y tracción y del módulo de deformación de un hormigón afectado por AAR respecto a los valores a 28 días de un hormigón sano para distintas deformaciones de expansión libre.

f_{ct} puede haber cambiado. El hecho de que la resistencia a tracción no aparezca explícitamente en muchas de las fórmulas de cálculo de esfuerzos resistentes no significa que este parámetro no tenga influencia, como en el caso citado del anclaje de las armaduras.

En el análisis debe tenerse en cuenta la susceptibilidad del elemento o la zona de este que se analice a la cual contribuyen la humedad disponible en el entorno, la presencia o no de armado transversal bien anclado y en cuantía significativa y la fisuración desarrollada en la zona, así como el carácter dúctil o frágil del modo de fallo analizado.

Condiciones de aptitud al servicio y durabilidad de puentes afectados por AAR

La fisuración por AAR crece paulatinamente con el tiempo, hasta llegar a un punto de equilibrio una vez reaccionado una determinada cantidad del árido reactivo, a no ser que se consiga detener o ralentizar el fenómeno impidiendo la entrada de agua a la masa de hormigón de forma que se evite la regeneración del gel (que continuará formándose mientras el hormigón tenga reservas de sílice reactiva y álcalis) o confinando el hormigón de forma efectiva. En estructuras con grandes aberturas de fisura generadas por la AAR pueden producirse daños por corrosión. Son particularmente sensibles las fisuras de gran abertura que discurren paralelas a la armadura, como las que se desarrollan en la cara inferior de las losas de tableros de puentes (figura 4). En zonas frías pueden producirse saltados del recubrimiento con caída de fragmentos por la combinación de AAR, corrosión y helada. El uso de sales fundentes o el ambiente marino propician la entrada de cloruros en las fisuras y una corrosión acelerada.

El estado límite de deformaciones no suele verse comprometido en puentes con AAR. Por un lado, el descenso en el módulo de deformación aumenta las flechas por cargas gravitatorias pero también las flechas del pretensado, de signo contrario. Por otro lado, el *pretensado químico* de la AAR produce, sobre secciones con armadura asimétrica, curvaturas, y por tanto flechas, de signo contrario al de las cargas gravitatorias.

7. CONCLUSIONES

La AAR es un proceso irreversible que genera grandes incertidumbres sobre la seguridad de las estructuras, por lo que resulta necesario mejorar la formación de los inspectores de puentes para que sean capaces de reconocer los síntomas que caracterizan este proceso. Esta voz de alarma permitiría detectar, en un estado todavía no excesivamente avanzado, parte de los casos posibles y evitar una intervención traumática.

Siempre existe, no obstante, la tentación de reaccionar de forma desproporcionada ante la detección de procesos de tipo AAR. Señalamos a este respecto la observación de la guía técnica de la Institution of Structural Engineers [3] de que más del 95% de las estructuras con signos de AAR por fisuración, confirmados por análisis petrográfico, no precisan más intervención que asegurar la impermeabilización, ordenar el drenaje y someter a la estructura a un programa de inspecciones adecuado. Solo cuando los valores de caracterización del hormigón (resistencia a compresión, módulo de elasticidad) son tan reducidos que la evaluación estructural concluye en unos coeficientes de seguridad claramente insuficientes, se deben adoptar medidas más drásticas que pueden llegar a la demolición de la estructura.

No cabe duda de que cada vez más Administraciones españolas son conscientes de este problema y están mejorando sus procedimientos no solo para evitar el colapso de una estructura, sino para mejorar la eficiencia de sus recursos actuando en el momento adecuado.

Agradecimientos

Queremos rendir con este artículo homenaje a Luis M^a Ortega Basagoiti, que fue, en su momento, un precursor de los problemas que afectan a la durabilidad de las estructuras, en una época en la que no existían apenas referentes y en la que el mantenimiento de los puentes apenas estaba empezando a despertar.

Referencias

- [1] Ministerio de Fomento – Dirección General de Carreteras. (2012) *Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado*.
- [2] Bruno Godart, Mario ed Rooij, Jonathan G.M. Wood eds. (2013) *Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete Structures*. Part 1, Diagnosis (AAR 6.1). RILEM State-of-the-Art Reports.
- [3] The Institution of Structural Engineers (1992 con addendum de 2010) Structural effects of alkali-silica reaction. *Technical guidance on the appraisal of existing structures*.
- [4] Nixon, P.J. - Sims, I. (Editors) (2016) *RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate Reactions in New Concrete Structures*. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS <https://doi.org/10.1007/978-94-017-7252-5>.
- [5] FHWA-HIF-09-004. U.S. Department of Transportation. FHWA. (January 2010) *Report on the Diagnosis, Prognosis, and Mitigation of Alkali-Silica Reaction (ASR) in Transportation Structures*.
- [6] U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. (2011). *Alkali-Silica Reactivity Field Identification Handbook*.
- [7] Morenon, P., Sellier, A., Multon, S., Grimal, E. (2017) Impact of stresses and restraints on ASR expansion. *Construction and Building Materials* · June 2017.
- [8] Jurcut, A-C. (2015) *Modelling of Alkali-Aggregate Reaction Effects in Reinforced Concrete Structures*. Degree Thesis. University of Toronto.
- [9] UNE-EN 12504-1:2020 *Ensayos de hormigón en estructuras*. Parte 1: Testigos. Extracción, examen y ensayo a compresión).
- [10] UNE-EN 12390-3 2013: *Ensayos en hormigón endurecido*. Parte 3: determinación de la resistencia a compresión de probetas.
- [11] UNE-EN 12390-13 2013: *Ensayos en hormigón endurecido*. Parte 13: determinación del módulo secante de elasticidad en compresión.
- [12] UNE-EN 12390-1 2013: *Ensayos en hormigón endurecido*. Parte 1: Forma, dimensiones y otras características de las probetas y moldes.
- [13] UNE-EN-12504-4: *Ensayos de hormigón en estructuras*. Parte 4: Determinación de la velocidad de los pulsos ultrasónicos.
- [14] UNE 112011:2011, *Corrosión en armaduras*. Determinación de la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio.
- [15] UNE 146508. *Ensayo de áridos*. Determinación de la reactividad potencial álcali-silíce y álcali-silicato de los áridos. Método acelerado en probetas de mortero.
- [16] EN 14629 2007: *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón*. Métodos de ensayo. Determinación del contenido en cloruros en el hormigón endurecido.
- [17] UNE 83980. *Durabilidad del hormigón*. Métodos de ensayo. Determinación de la absorción de agua, la densidad y la porosidad accesible al agua del hormigón.

Experiencias relacionadas con riesgos no evidentes en puentes existentes

Experiences Related to Non-Evident Risks in Existing Bridges

Fco. Javier León González^a Hugo Corres Peiretti^a

^a Drs. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM; FHECOR

Recibido el 15 de diciembre de 2020; aceptado el 16 de abril de 2021

RESUMEN

Se presenta en este artículo una relación de experiencias vividas por los autores en el ejercicio profesional. Tales vivencias, algunas relacionadas con aspectos ya conocidos pero otras no tanto, han animado a los autores a promover una calificación de las estructuras en función de un indicador asociado al riesgo. No es un planteamiento asociado a estudios de fiabilidad o a la gestión analítica del riesgo, sino una aproximación para que los gestores de los puentes, que han de administrar un patrimonio muy extenso, puedan disponer de una relación jerarquizada con arreglo a criterios simplificados y prácticos.

PALABRAS CLAVE: Aspectos críticos, amenazas, durabilidad, gestión de puentes.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

This paper contains a description of some experiences achieved by the authors regarding critical aspects of existing bridges. Some of these lessons are related to well-known causes, but some others are perhaps new for our colleagues. Based on these experiences, it is the aim of the authors to promote the elaboration of an index to qualify bridges according to a practical approach to handle with detected risks. It is not the purpose of this paper to enter in reliability analysis, but to help administrations to organize in a hierarchy the heritage of bridges they are responsible for.

KEYWORDS: Critical aspects, hazards, durability, bridge management systems.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

I. PREÁMBULO

En mayo de 2019, en el contexto de la Conferencia Internacional sobre la Gestión de la Conservación de los Puentes¹, Javier Rui-Wamba impartió la conferencia titulada *Los puentes y sus circunstancias*. En opinión de los autores de este artículo, las incertidumbres son también circunstancias, en el más pleno sentido orteguiano de la expresión. De eso se trata en este escrito:

de explicar estas experiencias a la hora de detectar los riesgos, no siempre evidentes, en los puentes. Parece que la cuestión está adquiriendo, justamente, creciente relevancia y es oportuno que se vaya configurando un corpus de conocimiento, como ya se hace desde foros como la *fib*, en cuyo seno el segundo de los autores coordina la elaboración del Código Modelo 2020 [1], llamado a tratar en pie de igualdad las construcciones nuevas y las existentes.

Se trata, conviene advertirlo desde el principio, de riesgos que trascienden lo puramente técnico, en el sentido convencional, afectando a un plano superior: el del valor patrimonial de los puentes, al que se refiere el documento [2], redactado en el seno de un grupo de trabajo coordinado por el segundo de los autores. Porque se habla del riesgo de perder obras cuyo

¹ Tuvo lugar en Sevilla, organizado por ATC-AIPCR, entre el 20 y el 21 de mayo de 2019.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *email*: jl@fhacor.es (Fco. Javier León)



Figura 1. Puente de Alcántara. Clifford, 1860. Biblioteca de la ETSICCP-UPM.

valor está muy por encima del utilitario y que constituyen un bien que es patrimonio de la humanidad, como el puente de Alcántara (figura 1), aunque, sorprendentemente, no tenga tal calificativo oficial. Ese valor patrimonial trasciende al del gremio de los ingenieros o de los historiadores para formar parte de la historia.

Se trata en este artículo de compartir experiencias con el fin de minimizar los errores humanos que se derivan de la falta de conocimiento en las fases de proyecto, construcción, inspección y rehabilitación. El peor riesgo es el no identificado.

2. PROPUESTA DE TRATAMIENTO DE LOS RIESGOS

Está ya muy arraigada la definición cuantitativa de riesgo que, de manera quizás simplista, se expresa como el producto de la probabilidad de que se produzca el fallo y de las consecuencias del mismo². La figura 2 ejemplifica, de manera cualitativa, esa situación. Un puente, construido en un momento dado y considerado como aceptable por ajustarse, convencionalmente, a un marco reglamentario o por haber exhibido un comportamiento correcto a lo largo del tiempo (punto A en la figura 2), puede pasar a una situación inaceptable (punto B) sin más que dejar que el tiempo actúe inexorablemente sobre sus materiales y sus condiciones de contorno (el lecho del río, la cimentación), incluso suponiendo que no se modifican las consecuencias del potencial fallo. O puede pasar al punto C, asociado a la situación en la que, incluso suponiendo que no varía con el tiempo la probabilidad de fallo, las consecuencias de este se hagan inaceptables. La situación más probable, casi siempre con menor recorrido temporal además, es la de que el puente pase a una situación intolerable (punto D) porque tan-

to la probabilidad de fallo, por deterioro, uso o por mayor exposición a las acciones accidentales (sismo, riadas, etc.), como las consecuencias del colapso, por aumento de las primas de seguro (el mayor precio de la vida humana, dicho de manera grosera) o la mayor sensibilidad hacia el patrimonio construido, hayan ido creciendo.

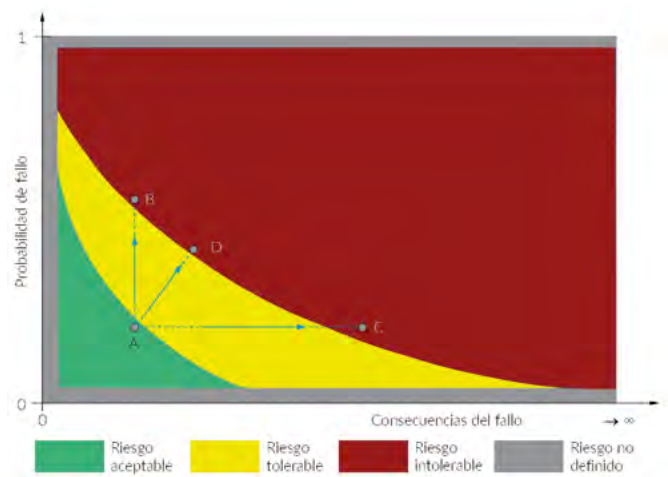


Figura 2. Tomada, con aportaciones de los autores, de la pág. 37 de [4].

En este texto se enuncian algunas de las situaciones que ejemplifican ambas situaciones y que, en opinión de los autores, deben incluirse en la gestión del patrimonio de puentes. Tanto las abscisas como las ordenadas de la figura 2 son de difícil cuantificación, como es bien sabido. Por esa razón, se adopta el planteamiento ingenieril expresado en la figura 3, en la que se han discretizado en “categorías” tanto las consecuencias como las probabilidades de fallo, a semejanza de lo que se plantea, por ejemplo, en los Eurocódigos. Así, la tabla 1 presenta una adaptación a los puentes de la correspondiente tabla del Eurocódigo 0 [5]. Como se puede observar, la probabilidad de fallo

2 La tesis doctoral de P. Tanner [3] es un magnífico documento con el que iniciarse en estos conceptos.

se ha categorizado en valores crecientes de 1 a 3, de forma que el “riesgo” es

$$r = p \times c \quad (1)$$

que resulta en un escalar entre 1 y 9. En (1) r , p y c representan, respectivamente, las categorías de riesgo, probabilidad de fallo y consecuencias del mismo. Naturalmente, esto es convencional, como lo es el citado contexto reglamentario europeo. Se trata, conviene subrayarlo, de una aproximación de jerarquización por indicadores a un problema que admite un planteamiento más riguroso que se derivaría de análisis de fiabilidad y de seguridad implícita, que no es el objetivo de esta propuesta.

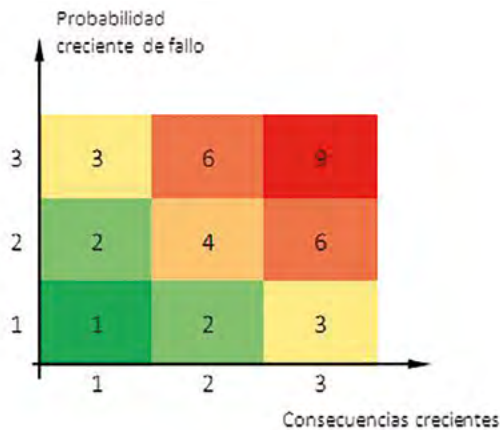


Figura 3. Matriz de riesgos asociada a la categorización de las probabilidades de fallo y las consecuencias asociadas, con los colores propios de los conocidos criterios “semáforo”. Propuesta de los autores.

TABLA 1. Clases de consecuencia propuestas para los puentes a partir del Eurocódigo 0 [3]

Clases de consecuencias	Ejemplos
3 (CC3)	Viaducto de grandes proporciones con elevadas IMDp e IMD, con edificios habitados situados bajo su proyección o área de influencia inmediata, o con cruce sobre otras vías de alta capacidad y líneas férreas de transporte de viajeros o vías fluviales. En caso de colapso, el número de víctimas sería elevado y las consecuencias económicas serían muy importantes.
2 (CC2)	Puente o viaducto en vías de gran capacidad (autopistas o autovías), con otras vías bajo ella (carreteras, autopistas o vías férreas) pero no tan importantes y sin edificios o industrias afectadas en su proyección o área de influencia inmediata. Se incluyen los pasos superiores que den soporte a carreteras o vías férreas. En caso de colapso las consecuencias serían moderadamente graves.
1 (CC1)	Resto de obras de paso, obras de drenaje o pasos inferiores de reducida intensidad de tráfico. En caso de colapso las consecuencias estarían acotadas.

Tanto la probabilidad como la consecuencia del fallo admiten un tratamiento numérico que no se expone aquí, pero que está relacionado con valores categorizados de p y c , afectados por coeficientes λ de ponderación, pues no todos los aspectos o factores tienen la misma trascendencia en términos de probabilidad y consecuencia.

Una forma de considerar tal ponderación es la descrita en [6], con el método de Saaty, a partir de la aportación de M. Tena que también se encuentra en [2].

Sin ánimo de ser exhaustivos, se presentan aquí algunos de los aspectos o factores susceptibles de ser considerados, bien entendido que cada uno de ellos admite, casi siempre, el análisis de las probabilidades y de las consecuencias del fallo en los términos expuestos. Muchas de las amenazas que se describen a continuación son bien conocidas. Otras, en opinión de los autores, no tanto.

3. SUSCEPTIBILIDAD FRENTE A ACCIDENTES QUE AFECTEN A LA ESTRUCTURA

Si bien la probabilidad de un accidente no equivale a la probabilidad de fallo de la estructura, se acepta este enfoque en un planteamiento de jerarquización por indicadores. Si la estructura está situada sobre una vía inferior que es una carretera, la probabilidad de accidente es tanto más elevada si hay pilas intermedias y calzadas duplicadas ($p = 2$ y 3 , respectivamente, con $p = 1$ si se trata de vías pecuarias o caminos vecinales), como muestra el frecuente impacto de vehículos que no respetan los gálibos (figuras 4 y 5). Si la estructura cuenta con pilas intermedias sobre una vía férrea sin contracarriles o una vía navegable sin duques de alba $p = 3$. Si no hay vías inferiores, $\lambda = 0$, lo que equivale a decir que este factor no interviene, como es lógico. La experiencia demuestra que la frecuencia de ese tipo de accidentes es reducida, aunque sus consecuencias suelen ser muy importantes: $c = 3$ en caso de vías importantes, con valores más pequeños ($c = 1$ o 2 si se trata de vías de menor importancia), admitiéndose la tabla 1 como referencia.



Figura 4. Impacto de un convoy ferroviario contra la pila de un puente en Villada, Palencia. 21 de agosto de 2006. Foto cortesía de ADIF.



Figura 5. Impacto de un camión en Navarra en febrero de 2019. Foto de FHECOR.

4. SUSCEPTIBILIDAD FRENTE A LA SOCAVACIÓN

La probabilidad de ocurrencia de este tipo de fallo es mayor en los puentes de piedra o ladrillo dado que, cuando se construyeron, tanto los conocimientos como los medios constructivos no hacían posible la construcción de cimentaciones profundas. La probabilidad de fallo es aún mayor en puentes sobre ramblas de caudal muy irregular (figura 6). Para esos casos, extensibles a los puentes construidos hasta mediados del s. XX aunque sean de hormigón (figura 7, en la que se muestra, en el croquis de la derecha, que tienen más probabilidad de afección estructural las estructuras isostáticas que las hiperestáticas), cabría asignar $p = 3$ salvo que se tenga constancia fehaciente de que están cimentados sobre roca o que se han recalzado hasta un estrato profundo, considerándose $\lambda = 0$ (coeficiente de ponderación de la clase de probabilidad) en tales casos.



Figura 6. Hundimiento del puente de Beniarbeig (Alicante), el 11 de octubre de 2007.

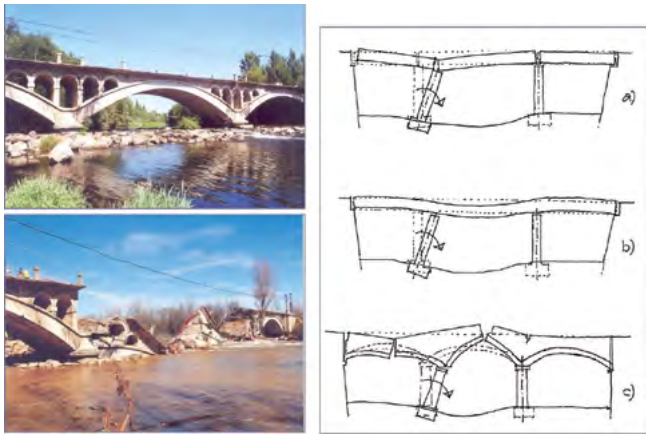


Figura 7. Puente sobre el Órbigo en Veguellina de Órbigo. Marzo de 2001. Influencia del esquema estático. Trabajo de los autores.

Sin embargo, como es sabido, lo más frecuente es que se carezca de datos relativos a la cimentación. Para discriminar un poco más, es posible distinguir los casos en que haya más o menos pilas en cauce o que este esté regulado aguas arriba o se efectúe un mantenimiento regular de riberas, pero su detalle excede los límites de este artículo.

Las consecuencias dependen del tipo de vía, obviamente, pero son mayores en el caso de puentes de arcos o bóvedas con pilas que no puedan resistir empujes desequilibrados al perderse un vano, como se puso de manifiesto en abril de 2020

en Albano-Magra (Italia). La cuestión tiene que ver también con la robustez, que se trata más adelante (figuras 34 y 36), lo que constituye un ejemplo de cómo se pueden producir concomitancias entre factores. A veces, sin embargo, se dan circunstancias inverosímiles, como las de la figura 8, en la que el equilibrio, precario, es fruto de la casualidad. Cuando se dan esas situaciones (algo parecido sucede con el caso de la figura 4) el técnico debe preguntarse qué mecanismos resistentes se pueden movilizar para explicar lo inexplicable con los argumentos convencionales. Se trata de lo que en el MC-2020 [1] se denota como “hidden mechanisms” que, por supuesto, no tienen nada de esotérico y sí algunas enseñanzas con las que ilustrar el progresivo conocimiento de la mecánica estructural.



Figura 8. Puente en Puerto Lumbreras, 1 de octubre de 2012. Foto de los autores. A la izquierda se observa la pila socavada y volcada, con los arranques de las dos bóvedas acodalados precariamente entre sí.

5. INCERTIDUMBRE SOBRE LAS CARGAS PERMANENTES

Uno de los aspectos más fáciles de controlar, aunque escasamente documentado en la práctica, es el del espesor del paquete de firmes o de los recrecidos bajo este. Este sobre-espesor afecta negativamente a la seguridad estructural, como es fácil deducir (figura 9).

Podrían asociarse a $\lambda = 0$ o $p = 3$ (sin graduación intermedia) en los casos en que el dato esté consignado en el inventario y de que no lo esté, respectivamente.



Figura 9. Ejemplo de puente con 22 cm de exceso de pavimento. Puente de la M-527 sobre el río Guadarrama (29 de mayo de 2015). Foto de los autores.

Se trata de un dato de gran importancia que tiene efectos contradictorios. El paquete de firmes confiere rigidez porque se trata de un aglomerado que viene a comportarse como un hormigón, aunque con menor módulo de deformación, que aporta un incremento de la inercia al estar adherido (sin cuantificar tal adherencia). Un paquete de firmes que sea del orden del 5% del canto del tablero equivale, *grosso modo*, a un incremento de rigidez del orden del 5%. Si el espesor es del 10%, la rigidez crece en torno a un 15%. Si el espesor equivale al 16% (puente de la figura 9) la rigidez aumenta en un 25%. Eso explica un comportamiento en servicio mejor del que se deduce de análisis convencionales, pero no da más capacidad resistente en agotamiento, dado que es una carga muerta en cuanto falla la adherencia en la interfaz losa – pavimento o recrecido. En puentes ferroviarios el recrecido de la banqueta de balasto es igualmente frecuente con efectos equiparables, aunque con matices diferenciados respecto a los aglomerados de los puentes de carretera.

La figura 10 pretende explicar cualitativamente la importancia del fenómeno, que debe alertar a las administraciones responsables. Se trata de explicar que el paso de vehículos especiales muy pesados sobre estructuras proyectadas con trenes de carga ya antiguos, pero con paquetes de firmes de alguna entidad, no haya provocado deformaciones (u otros daños) como cabría esperar. El diagrama muestra los diagramas momento-curvatura de una sección representativa del tablero para la estructura proyectada, sin aditamentos resistentes (trazo continuo en azul), y para la estructura que, *de facto*, tiene un pavimento añadido que le da más canto, más rigidez y mayor momento resistente, siempre que el pavimento esté adherido, naturalmente.

En efecto, para un momento total solicitante M_{ve} , que incluye la acción del peso propio, las cargas permanentes y el vehículo especial, la curvatura que se producirá si el pavimento está adherido será $(1/r)_{pav}$, mientras que el valor esperado, $(1/r)'_{pav}$, sería superior. Las flechas, integral de los giros y estos de las curvaturas, serán también menores, dando la falsa impresión de un correcto comportamiento resistente.

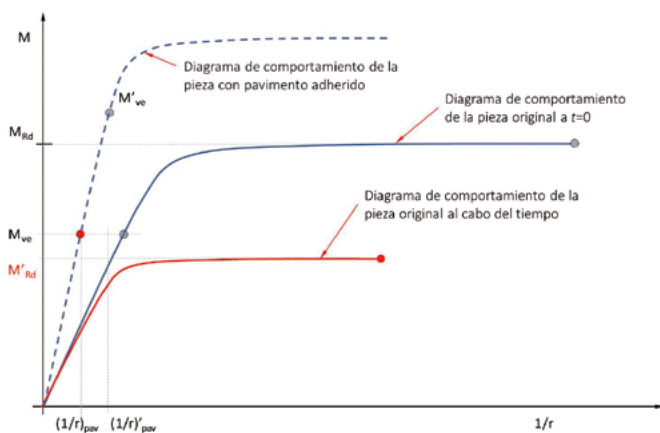


Figura 10. Diagramas momento-curvatura de piezas sin recrecido, con él y previsible estado final. Diagrama de los autores.

Podría suceder incluso que el comportamiento fuese muy lineal para momentos solicitantes M'_{ve} (de un vehículo especial) tales que, sin haberse detectado, sean mayores que la capacidad resistente para la que fue proyectado el puente. La amenaza latente

es que, si por cualquier razón, entre otras el paso repetido de vehículos especiales o del tráfico normal, acaba por fallar la adherencia entre la cara superior del tablero y el paquete de firmes añadido, la estructura colapse súbitamente (redistribuciones y margen de seguridad aparte) porque $M'_{ve} > M_{rd}$.

Pero incluso en el escenario anterior, con $M_{ve} < M_{rd}$, se puede producir el fallo de adherencia, pasando la estructura a tener, más o menos dúctilmente, una tendencia a la deformación. Además, si M_{ve} se repite y los materiales han entrado en la zona de comportamiento no lineal, no puede ya asegurarse que la estructura, tras el paso del vehículo especial, esté en condiciones reglamentariamente aceptables.

Esa es una de las razones por las cuales se debe ser renuente a aceptar como válido el argumento de que ya pasó por la estructura un transporte especial similar (o el tráfico cotidiano), si no va acompañado de una estimación de la capacidad portante (lo que exige una inspección especial) o, al menos, una determinación del espesor del paquete de firmes.

6. INCERTIDUMBRE SOBRE LOS TRENES DE CARGA DE PROYECTO Y CAPACIDAD ADMISIBLE SEÑALIZADA

Se acaba de hacer mención al caso de puentes proyectados para unos trenes de carga diferentes de los más modernos. Además, es frecuente que las administraciones responsables tengan que enfrentarse a la necesidad de señalar explícitamente la carga máxima que puede pasar sobre los puentes. Es cotidiana asimismo la necesidad de pronunciarse acerca del paso de vehículos especiales (los que sobrepasan la masa máxima contemplada en el Reglamento General de Circulación [7]). La figura 11 muestra la carga máxima señalizada (justificadamente) en el puente de Hierro de Logroño antes de la intervención de 2008-09 y el ejemplo superpuesto (de otro puente en otra ciudad) de señalización de la carga máxima que tiene peor defensa desde el punto de vista de la racionalidad estática, aunque pueda haber otras razones vinculadas a la frecuencia.



Figura 11. Ejemplos de señalización de carga máxima. Fotos de los autores.

Tal limitación debería estar vinculada, en primera instancia, a la del tren de cargas de proyecto de la estructura. Así, salvo que el puente tenga ya explicitada la limitación de la carga máxima y

haya otras razones achacables al deterioro, cabe pensar en $p = 1$ si el puente de carretera está actualizado a la Instrucción vigente o si fue construido después de 1956. Se incluyen también los puentes de bóvedas de fábrica independientemente de su fecha de construcción, que no de su estado, dado que en estos las sobrecargas son insignificantes con relación a las permanentes. El valor de p pasa a 2 si el puente fue construido entre 1925 y 1956 y es de 3 si es anterior a 1925. La referencia [8] contiene una síntesis de gran interés acerca de los trenes de carga en puentes de carretera (figura 12). Hasta la utilización de los trenes envolventes (a partir de 1956) las pruebas de carga se materializaban con los mismos trenes de carga con los que se proyectaban los puentes (croquis de la parte inferior de la figura 12 tomado de [8]).

Queda por saber, obviamente, la fecha de construcción del puente. Ese dato no siempre es inmediato, pero es muy importante. En las referencias [10], [11] y [12]³ los autores ya destacaron la importancia de conocer la historia de los puentes, en general, y la de cada uno en particular. La referencia [13], de R. del Cuvillo⁴, contiene muy valiosa información para deducir las capacidades resistentes R_d y compararlas con las solicitaciones E_d (que se deducen con [8]).

En el caso de los puentes ferroviarios, de sobrecargas mayores en el pasado que en el presente (las grandes locomotoras de vapor eran más pesadas que las actuales), las probabilidades de excedencia son menores y puede tomarse $p = 1$.

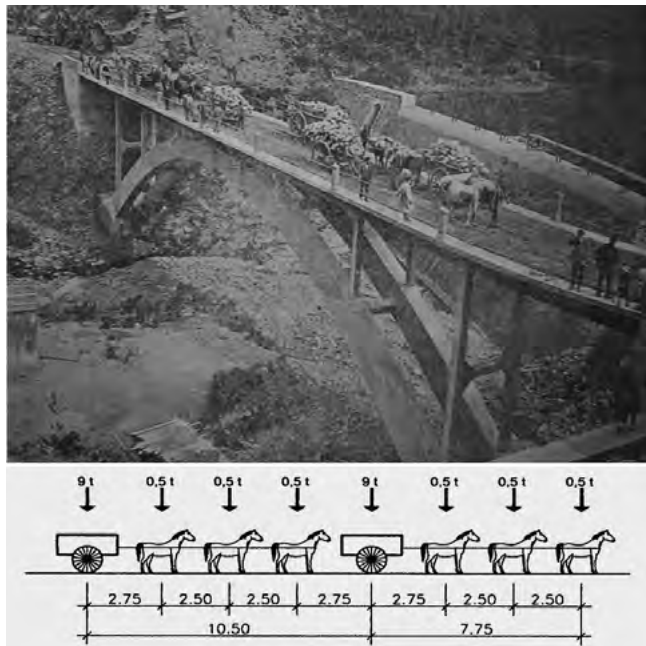


Figura 12. Prueba de carga del puente de la Presa (Goizueta, Navarra) en 1916 (Alfonso Peña Boeuf, [9]).

La cuestión, que ha sido objeto de chanzas más o menos fáciles (figura 13), es de importancia obvia y de potenciales conse-

- 3 La presentación del documento [12] tuvo lugar en un día en el que los aspectos históricos de la ingeniería se convirtieron en el centro del debate, lo que no es frecuente.
- 4 Ramón del Cuvillo (1926-2012) fue pionero en España en la implantación de sistemas de gestión de puentes, siendo autor de los primeros documentos para sistematizar inventarios e inspecciones principales [14].

cuencias muy serias, que serían objeto de clasificación como se indica en la tabla 1.

Otra amenaza, indirectamente vinculada a los trenes de carga, es la que comportan los usos inadecuados de ciertas partes de los puentes, especialmente los más antiguos y estrechos, que tenían aceras para peatones, que no para el paso de vehículos, y que se han habilitado sin comprobaciones suficientes, para el tráfico rodado. Es el caso de la figura 14. Cabe asignar $p = 3$ y consecuencias de fallo como en la tabla 1.

Dos muertos al derrumbarse un puente colgante con tres vehículos cerca de Toulouse

El viaducto cedió bajo el enorme peso de un camión de 44 toneladas, más del doble de lo permitido



Figura 13. Viñeta tomada de [15] y noticia de un accidente frente al paso de un vehículo pesado cerca de Toulouse, Francia, sobre el río Tarn (1935) [16].

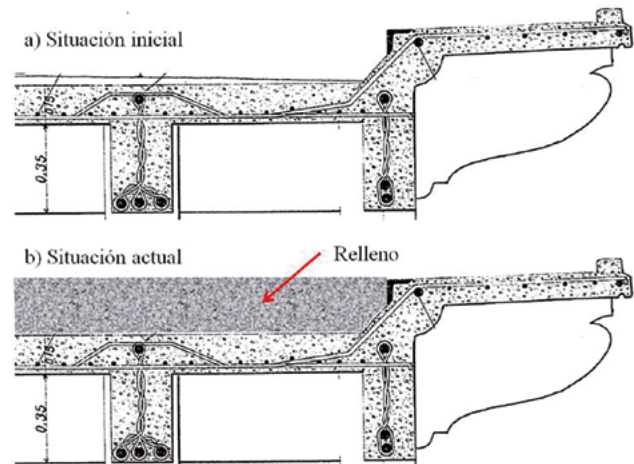


Figura 14. Sección transversal del puente de Liédena, antes de la reparación (figura de los autores), en la que se aprecia el espacio de hecho habilitado indebidamente para el cruce de vehículos.

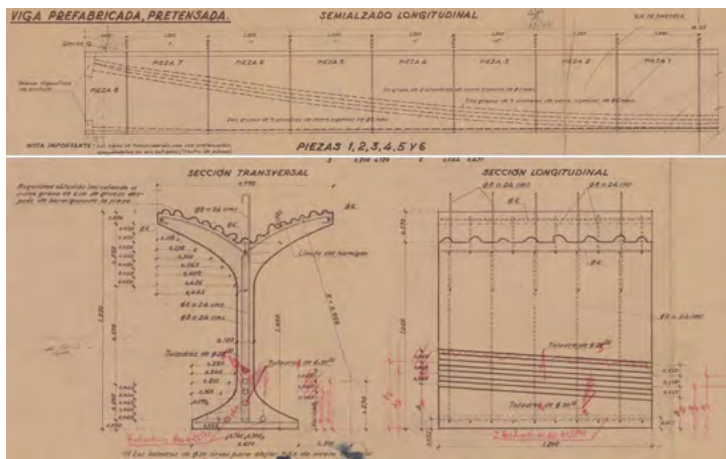


Figura 15. Ejemplo de puente pretensado anterior a 1970 (el mismo que el de la figura 9). A la izquierda, planos del proyecto que especifican la inyección, en la práctica imposible. A la derecha, configuración previa al colapso al desconectarse las dovelas [17].

7. PERTENENCIA A UN GRUPO DE RIESGO POR RAZONES TECNOLÓGICAS

Esta calificación es fruto de la vivencia de los autores en casi todos los casos que se citan. Naturalmente, cuando se proyectaron y construyeron estos puentes haciendo uso de recursos tecnológicos del momento, no siempre suficientemente experimentados, no se era consciente de la evolución futura de lo implantado. Al contrario, se tendió a sobrevalorar las prestaciones de lo nuevo y a infravalorar su evolución o incluso ciertas contraindicaciones, que, por supuesto, no eran conocidas. Eso es consustancial con el progreso, como lo es, inteligentemente, detectar las ventajas y los inconvenientes, tomando las medidas correspondientes para corregirlos en aplicaciones futuras o para tenerlos seriamente en cuenta en las situaciones existentes que ya no es posible eludir. Ese es también, modestamente, el propósito de este artículo. Algunos de estos casos o grupos de riesgo son los siguientes:

Puentes pretensados anteriores a 1970, aproximadamente
Comportan mayor probabilidad de fallo porque no se habían depurado aún las técnicas de inyección, los aceros eran más sensibles a la corrosión que los más modernos y, además, el tiempo transcurrido se ha acercado al final de su vida útil, habiéndose podido producir pérdidas significativas de durabilidad (figura 15), además de haberse dado otras concomitancias adversas. Cifrar en un año concreto esa frontera es discutible. ¿Empieza la Edad Moderna el día en que cae Constantino-pla?; ¿al inventarse la imprenta?; ¿cuándo se toma Granada o se descubre América? Es una mera referencia. Cabe asignar $p = 3$ y consecuencias de fallo según la tabla 1. En la referencia [17] se presenta un ejemplo significativo de esto. Aun a riesgo de resultar reiterativos, cabe destacar la importancia de conservar un registro histórico individualizado o colectivo. En España se cuenta con la colección de *Hormigón Pretensado. Realizaciones Españolas*, iniciada en 1970 [18], que hace memoria colectiva de las construcciones españolas en pretensado, particularmente en puentes, cuyas fichas deberían ser objeto de consulta por parte de las administraciones responsables.

Puentes atirantados con tirantes inyectados o de pretensado exterior

Si bien se trata de una tecnología superada desde mediada la década de 1990, aproximadamente, los tirantes pueden deparar alguna sorpresa como la que se muestra en la figura 16, al producirse vacíos en la inyección que, aun en ausencia de cloruros y de carbonatación, pueden dar lugar a diferencias de contenido de pH y a corrosión anódica. Cabe asignar $p = 2$ y consecuencias de fallo según la tabla 1.



Figura 16. Tirante roto en el puente Fernando Reig en Alcoy (julio de 2016). Corrosión anódica. Foto de los autores. Se procedió a la sustitución del 100% de los tirantes.

Puentes con tirantes en presencia de materia orgánica

Es el caso de puentes con tirantes de retenida que, aun galvanizados, estén en presencia de fosfatos y amonio, pues pueden desarrollarse mecanismos de rotura por corrosión bajo tensión, como se muestra en la figura 17. Cabe asignar $p = 3$ y consecuencias de fallo como en la tabla 1. La asignación de tal valor de categoría de probabilidad tiene que ver con la casi inevitable presencia de materia orgánica en tales anclajes. Se dice “casi” porque ahora, que se sabe, cabe organizar un mantenimiento específicamente orientado a eliminar o paliar la causa de los problemas (materia orgánica) y a plantear algún sistema de monitorización.

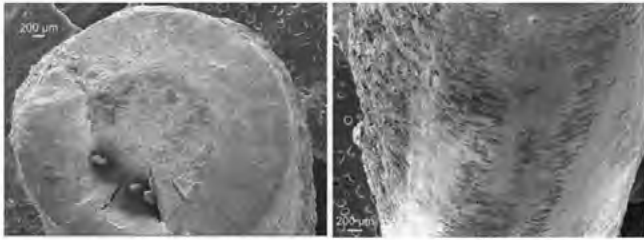


Figura 9.- Tipología de rotura dúctil del alambre central del cordón colapsado de la pila P-13.

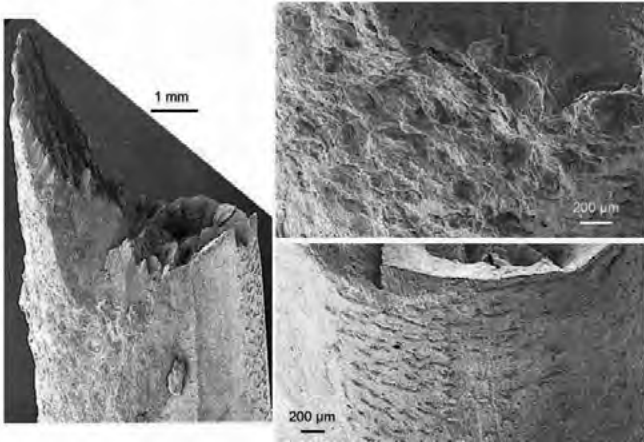


Figura 17. Tirante roto por corrosión bajo tensión en un puente con retenidas galvanizadas pero en presencia de restos orgánicos. Foto cortesía del Laboratorio de Ciencia de Materiales de la ETSIC-CP-UPM en trabajo realizado por encargo de los autores.

Puentes metálicos

Suelen presentar, en ciertas tipologías, detalles con más probabilidad de fallo y ser de más difícil inspección que otros tipos de puentes (figura 18). Simplificadamente, cabe asignar $p = 2$ y consecuencias de fallo como en la tabla 1.

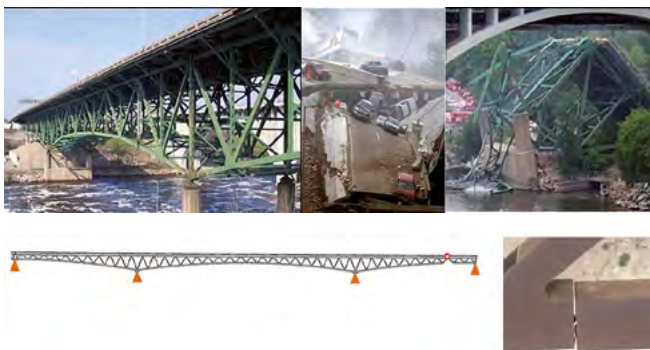


Figura 18. Ejemplos de puentes metálicos con fallos de difícil detección. Arriba, puente de Minneapolis (1 de agosto de 2007). Abajo, fallo por fatiga de soldadura en un puente de la A-3 (foto de los autores, 2013).

Artesas o cajones únicos (no varias unidades en el mismo tablero)

Son piezas sensibles, con probabilidad mayor de sufrir roturas a torsión y cortante por sobre-compresión del alma (figura 19, en cuyo esquema se indica cómo se superponen las compresiones del alma debidas al cortante con las debidas al momento torsor, habiéndose dibujado solo la mitad de la analogía de Rausch para mayor claridad), especialmente si experimentan

distorsiones angulares que den lugar a torsiones que se acoplan con cortante, como sucede si hay descensos diferenciales en sentido transversal o si se pierde un aparato de apoyo. Cabe asignar $p = 2$ y consecuencias de fallo como en la tabla 1.

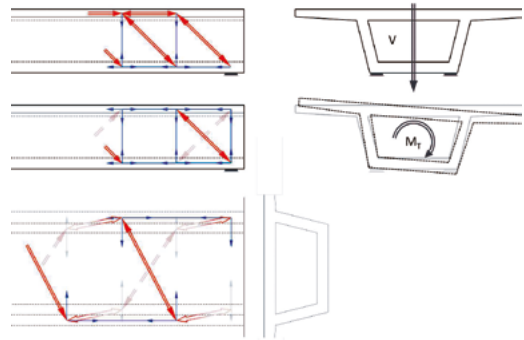


Figura 19. Ejemplo de rotura de alma por compresión excesiva debida a descenso diferencial en la AP-7. Fotos y esquema de los autores.

Puentes con apoyos a media madera

Este recurso, profusamente utilizado, está proscrito desde hace años y ha de ser objeto de vigilancia particular. Se pueden distinguir diferentes configuraciones, con creciente probabilidad de fallo:

En centro de vano

Se da en algunos puentes, construidos por voladizos sucesivos en los años 60 del s. XX, en que se disponía rótula en el encuentro de los voladizos. Es el caso del puente de la figura 20, en el que se produjo una rotura por fatiga de las barras de cosido. Cabe asignar $p = 2$ y consecuencias de fallo como en la tabla 1.

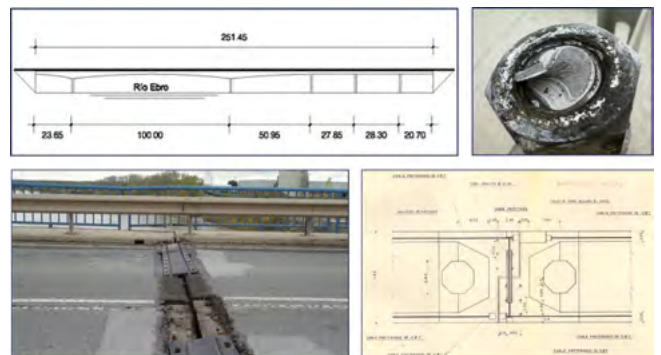


Figura 20. Ejemplo de apoyo a media madera con barras pasantes. Puente de Castejón (Navarra). Fotos de los autores.

Sobre pila o estribo

Es la situación más frecuente en muchos pasos superiores, a menudo prefabricados, sobre autopista o autovía. Cabe asignar $p = 2$ y consecuencias de fallo como en la [tabla 1](#).

En vano (Gerber)

La probabilidad de fallo es mayor en estos apoyos intermedios en vano, como se ha podido comprobar desgraciadamente ([figura 21](#)). Cabe asignar $p = 3$ y consecuencias de fallo como en la [tabla 1](#). El problema está vinculado, en estos casos, al deterioro de la armadura de las zonas de apoyo a media madera (que no siempre obedece al detalle correcto) y a la mayor probabilidad de entrada de agua con agresivos en la junta que existe en la calzada. De las dos partes de la media madera, es la inferior la que resulta siempre crítica, como se ve en la [figura 21](#).



Figura 21. Ejemplo de colapso de un apoyo intermedio a media madera, en dos fotogramas (tomado de [19]).

Armaduras que atraviesan hormigones diferentes

Se trata de una situación que difícilmente pudieron considerar como de riesgo los proyectistas y constructores de puentes en que las armaduras atraviesan hormigones de diferente naturaleza (generalmente hormigones *in situ* y prefabricados). Sin embargo, a igualdad de condiciones de exposición, se pueden generar procesos de corrosión anódica, muy particularmente en la interfaz de ambos hormigones ([figura 22](#)), especialmente concentrada en las armaduras de acero estirado en frío, más sensible, como es sabido, a la corrosión que los aceros de dureza natural. Cabe asignar $p = 3$ y consecuencias de fallo como en la [tabla 1](#).

Esfuerzo rasante entre hormigones dispuestos en momentos diferentes

Identificado como estado límite desde hace ya tiempo [20], el de rasante no se presenta con frecuencia, por fortuna. Se trata, como es bien sabido, de asegurar que los esfuerzos internos (tracciones y compresiones), o sus variaciones, pasen a la sec-



Figura 22. Armaduras corroídas en la interfaz hormigón prefabricado – hormigón *in situ*. Fotos cortesía de AUDENASA, concesionario que puede ponerse como modelo de actuación en la gestión del mantenimiento ordinario y especializado.

ción completa, considerada mecánicamente como monolítica, a través de la superficie entre dos hormigones dispuestos en instantes distintos. Puesto que es imposible asegurar una eficacia en la interfaz equivalente a la de un hormigón monolítico [21], es preciso disponer armadura de cosido para que movilice los mecanismos de corte-fricción (si está anclada) y de pasador. Además, se ha observado en la reglamentación una tendencia regresiva con relación a la relajación, equivocada, que se planteó a finales de la década de 1990, volviendo a plantear esfuerzos rasantes más bien proporcionales al esfuerzo cortante (rasante mal llamado “elástico” en ELU) y parámetros más exigentes para tener en cuenta la rugosidad y la cohesión.

Un riesgo tecnológico añadido que los autores han detectado es el asociado a la disposición de resina epoxi en la junta. Si bien esos productos han demostrado ser muy solventes, se han detectado deficiencias en la ejecución, tanto por la presencia de suciedad o de agua (con resinas incompatibles con la humedad o el agua líquida) como por no respetarse los tiempos de polimerización. La [figura 23](#) muestra el caso, vivido por los autores en 2020, en una actuación de emergencia, de un recrecido vertido sobre una losa de puente. Si bien la resina impregnó claramente el hormigón del sustrato, polimerizó antes del vertido del hormigón del recrecido, generándose un plano de deslizamiento que, sin armadura, convirtió al recrecido, que alojaba la mayor parte de la armadura de flexión transversal por error previo de ejecución, en una pieza adicional meramente superpuesta que manifestó, afortunadamente, los síntomas (por fallo en el pavimento) de la no adherencia. Esa señal, típicamente achacable a un fallo en la impermeabilización y a la no adherencia entre pavimento y losa, advirtió, tras mucha reflexión, que se habría tratado de un fallo frágil de graves consecuencias.

Consiguientemente, se consignaría $p = 3$ para los casos en que se haya dispuesto resina y no haya armadura de cosido, $p = 2$ en los que, haya o no resina, haya armadura de cosido, $p = 1$ si se ha ejecutado un cosido, no se ha dispuesto resina y se ha dispuesto rugosidad y ejecución limpia y, finalmente, $\lambda = 0$ si no hay junta. Para c se tomarán los valores de la [tabla 1](#).



Figura 23. Recreido desconectado en la losa superior de un puente. No había armadura de conexión, por error de proyecto, pero lo peor era que la resina en que se confió, que había impregnado en el sustrato, polimerizó antes de verter el hormigón del recreido, propiciando el deslizamiento.

Tableros de vigas T o artesa con hormigones con muchos aditivos

Se trata de un *riesgo tecnológico* asociado al uso de aditivos que, con indiscutibles ventajas constructivas, pueden llevar aparejados inconvenientes como la producción de una “nata” en la parte superior de la tongada que afecte a la capacidad a cortante (o rasante) al perderse el monolitismo del alma porque se producen *de facto* juntas frías de carácter cuasi-horizontal, con desplazamiento relativo. Puede ser el caso de estructuras construidas a partir de 2000 (figura 24), aproximadamente. Cabe asignar $p = 2$ y consecuencias de fallo como en la tabla 1.



Figura 24. Juntas frías no deliberadas en el alma de una artesa por la formación de una nata. Fotos FHECOR.

Cimentaciones profundas de puentes de piedra o ladrillo

Se trata, como se anticipó al tratar de la socavación, del riesgo asociado a los menores conocimientos de la Mecánica de Suelos y a los más deficientes métodos constructivos de aquellos proyectistas y constructores en comparación con los disponibles desde mediados del s. XX, lo que otorga aún mayor mérito a aquellos bravos ingenieros. Como se ha explicado ya [11, 22 y 23], el talón de Aquiles de los nobles puentes de piedra o ladrillo estaba precisamente en sus cimentaciones, especialmente si no eran directas (roca o terrenos no susceptibles a la socavación). Los efectos se manifiestan en descensos y en giros que, en el caso de puentes de piedra o ladrillo (figura 25), se traducen en desórdenes en las bóvedas con un rápido y progresivo descenso del nivel de seguridad. Cabe asignar $p = 3$ y consecuencias de fallo como en la tabla 1.



Figura 25. Descensos y giros en pila como consecuencia del deterioro progresivo de las cimentaciones profundas (pilotes) del puente de Astiñene (S. Sebastián). Fotos de los autores (2017).

Merece la pena añadir que, hasta donde los autores saben, es poco conocido el hecho de que las pilas que descenden ven aumentar la reacción vertical que gravita sobre ellas y eso, obviamente, compromete aún más su estabilidad, pues un incremento de carga suele traer consigo un aumento de los efectos provocados por esta. En la figura 26 se esquematiza el efecto engañoso que la costumbre puede generar en el ingeniero estructural, que tiende a considerar universal el hecho de que, en sistemas rígidos como las vigas continuas, el descenso de uno de sus apoyos se traduce en una relajación de la reacción. Eso es, en efecto, cierto en vigas, pero opuesto en el caso de bóvedas. Puede verse que a medida que sube un apoyo (desciende

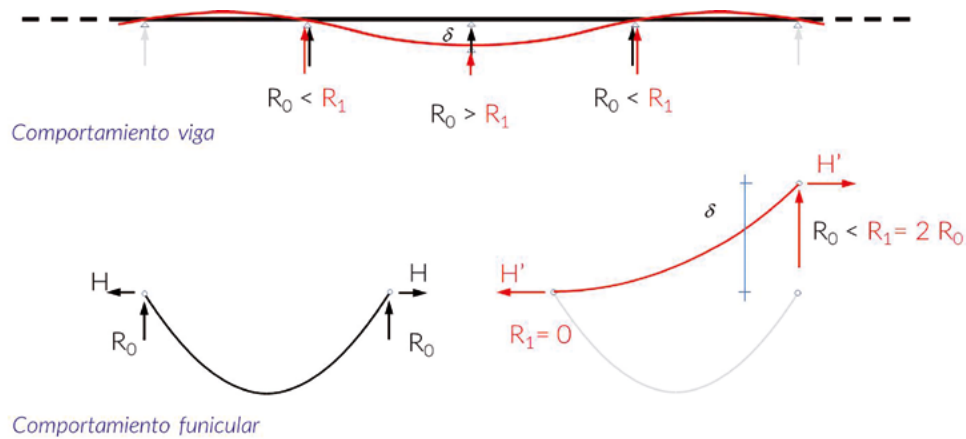


Figura 26. Contraste del efecto estructural generado por el descenso δ de un apoyo en una viga continua y en un arco o bóveda, respectivamente. Figura de los autores.



Figura 27. Puente de Deba tras el colapso parcial de la pila 2. Foto de los autores.

en la expresión antifuncular) la reacción aumenta hasta ser el 100% de la carga total actuante cuando la línea de presiones se hace horizontal en el apoyo que no se mueve. También crece la reacción horizontal, desequilibrante.

Ataque de xilófagos a las cimentaciones profundas en puentes situados en estuarios

Los autores han vivido la experiencia del colapso parcial del puente de la ría de Deba (Guipúzcoa, 2018, figura 27). Aunque los síntomas externos y las consecuencias estructurales son semejantes a los de la socavación, sus causas son muy diferentes. Se da solamente en puentes situados en estuarios, es decir, cuando el agua salobre libre (no en fango o en arenas) constituye el hábitat propicio del *Teredo Navalis* o broma, conocido de los marinos de la época dorada de los buques de madera, que protegían sus cascos con chapas de cobre. También lo sabía el ingeniero restaurador del puente de Deba hacia 1890, que dejó constancia de ese riesgo que ha pasado inadvertido en lo sucesivo. Se trata de un molusco lamelibranquio (no es un gusano)

emparentado con las más apetitosas navajas. Se alimenta de la celulosa que procesa al ingerir la madera, formando túneles en la madera que son indetectables desde el exterior. A medida que pasa el tiempo y la broma hace su trabajo, se va perdiendo sección resistente (figura 28) y sobreviene el colapso. Como se indica en la figura 26, se estima que el descenso de la pila provocó un incremento del 20% en el esfuerzo axial de la misma.



Figura 28. Aspecto del *Teredo Navalis* o broma y de sus efectos en la madera de los pilotes del puente de Deba (foto de los autores).

Salvo que se tenga constancia de recalces posteriores libres de madera (o no se haya producido el lavado del material bajo el encepado), cosa de muy difícil detección, los puentes en estuarios con cimentaciones profundas a base de pilotes de madera merecen una categoría de probabilidad $p = 3$ y consecuencias de fallo como en la [tabla 1](#).

Tímpanos de los puentes de piedra o ladrillo

Planteados originariamente como muros de contención de los rellenos rígidos (durante la construcción) y de los granulares presentes en el trasdós de las bóvedas de estos puentes, el deterioro de dichos rellenos como consecuencia de la lixiviación del calicanto, de forma que este deja de resistir sin empujar y pasa a no resistir y empujar, unido a la aportación de agua, puede dar lugar a una rotura frágil, sin previo aviso, con consecuencias potenciales graves ([figura 29](#)). A falta de mayor información, cabe considerar $p = 3$ y consecuencias como las de la [tabla 1](#).



Figura 29. Ejemplos de rotura de tímpanos de puentes de piedra (a la izquierda, foto de prensa; a la derecha, cortesía de RODIO).

Puentes de bóvedas rebajadas de ladrillo

Los autores han constatado la mayor probabilidad de fallo de estos puentes, al cabo de muchos años, por fluencia diferencial y fallo por rasante ([figura 30](#)), en efectos acoplados. Los autores solo han detectado dos casos significativos, con bóvedas de directriz carpanel. Cabe asignar $p = 2$ y consecuencias de fallo como en la [tabla 1](#).



Figura 30. Ejemplo de colapso de parcial de puente de fábrica con bóveda rebajada de ladrillo. Puente de Ejea de los Caballeros. Foto de los autores.

8.

CLASE DE EXPOSICIÓN

Como es natural, la clase de exposición es un factor acelerador de los deterioros y, en consecuencia, de la probabilidad de fallo ([figura 31](#)). Con carácter general, si hay plan de mantenimiento que se lleva a cabo, sea cual sea el tipo de exposición ambiental, o hay constancia de estar impermeabilizado o de no tener juntas (puente integral) se podría considerar $p = 1$. Si no hay constancia de existir impermeabilización y no se emplean fundentes ni hay riesgo de ataque por sulfatos o árido-álcali, $p = 2$. Si se utilizan sales fundentes, no hay constancia de impermeabilización o no se puede excluir el riesgo de ataque por sulfatos o árido-álcali, $p = 3$.



Figura 31. Deterioros en el hormigón y en el acero en una clase de exposición adversa (en este último caso con una rotura por tracción del alma debida al deterioro del hormigón bajo el aparato de apoyo) [24].

9.

ROBUSTEZ

Se trata de una cualidad de gran importancia pero cuyo conocimiento y comprensión no están todo lo extendidos que debieran. Una estructura es robusta cuando el fallo de un simple componente no genera consecuencias desproporcionadas y extendidas al resto de la estructura. Se trata de una cualidad que incide en las clases de consecuencia más allá de lo contemplado en la [tabla 1](#), apuntando a $c = 3$ en casos como los de las [figuras 32 a 34](#). En el caso de la [figura 32](#), la corrosión generalizada de los tendones provocó, aparentemente sin previo aviso, la ruina inevitable de toda la obra. La imagen de la [figura 33](#) corresponde al conocido hundimiento del puente Polcevera. El grandísimo ingeniero Morandi no sabía (ni nadie entonces) que la extraordinaria dependencia de la integridad de los componentes de su ingenioso sistema estático podría desembocar, 51 años después de la inauguración, en un fallo tan catastrófico, cosa que no sucedió en puentes como el de Alcoy, con muchos tirantes que, en general, pueden ser capaces de asumir el papel de alguno que falle. Tampoco era consciente nadie, o eso parece, de los efectos inexorables de la corrosión.

Cabe mencionar, finalmente, el caso del puente de Albano Magra, hundido el 8 de abril de 2020. Considerado “seguro” tras una inspección realizada unos meses antes del colapso, el puente falló en todos sus vanos de manera progresiva sin que mediara causa directa aparente (no se trató de una socavación, ni pasaban transportes pesados; en pleno confinamiento por la pandemia, solo dos furgonetas). Cabe pensar, y esto es cosecha



Figura 32. Banda tesa de una pasarela. Troja, cerca de Praga, República Checa, 2 de diciembre de 2017.



Figura 33. Colapso del puente Polcevera, Génova, Italia, 2018 [25].

de los autores de este artículo, que se produjera un fallo en la pila, construida con un cajón indio, y que la lixiviación del hormigón (similar a la que se muestra en la [figura 35](#), correspondiente a otro puente) ya desprotegido por el cajón primitivo, muy dañado, hubiese producido un descenso súbito de una de las pilas (en cauce), con una cinemática como la que se expone en la [figura 36](#). El proceso se habría iniciado con un descenso de la única pila en cauce que acabaría por arrastrar a los dos arcos concurrentes. La pila adyacente a la colapsada habría girado al no ser capaz de resistir el empuje desequilibrado y propiciaría el colapso de esa tercera bóveda, repitiéndose el proceso sucesivamente en las siguientes pilas y arcos

10. ASPECTOS PATRIMONIALES

Como se señaló al comenzar, entre las consecuencias, no recogidas en la [tabla 1](#), están potenciales pérdidas del patrimonio construido por razones que se explican en [2], entre otros documentos. Como allí expone el primero de los autores del presente artículo, *del cotidiano y aparentemente gratuito don que es el patrimonio construido, se puede pasar, en un tris (o poco a poco, con grandes dosis de desidia), a la pérdida de esa herencia, en sentido lato. Los casos recientes de colapsos de puentes son ejemplos de la acumulación súbita de reconocimientos y lamentos tardíos por lo perdido.*



Figura 34. Colapso del puente de Albano Magra, 8 de abril de 2020. Foto difundida a los medios de comunicación.



Figura 35. Hormigón lixiviado (ligante disuelto) y degradado en el puente de San Clodio, sobre el Sil. Trabajo de los autores en 2004.

Por “valor patrimonial” no se entiende, en este apartado, el de reposición, sino el que resulta de valorar, según [2], aspectos como el de conservación, el emotivo y social, el estético, paisajístico y medioambiental, el histórico, el técnico y estructural y, por supuesto, el de uso. A igualdad de probabilidad de fallo, las consecuencias no son las mismas, desde el punto de vista patrimonial, en un paso superior tipo y repetitivo que en un paso superior cualquiera de D. Carlos Fernández Casado (el de La Navata, p.e.) en la A-6, o en el puente del Arzobispo, o en el viaducto de Ormaiztegui que pintara Regoyos, o en el puente de Zamora que dibujara con versos Blas de Otero, o en el Paso Honroso que fuera escenario del lance de Suero de Quiñones

en Hospital de Órbigo, o las juntas de rodadura que tienen las bóvedas de piedra de la aparentemente modesta estructura en la desembocadura del río Xallas, o el primer puente en el que se utilizó hormigón de cemento blanco (paso superior de Juan Bravo, en Madrid), por poner solo unos ejemplos.

11. CONSIDERACIONES FINALES

Los autores mantienen la idea de que la gestión de un patrimonio de puentes, que pasa por los conocidos escalones de inventario y sucesivas inspecciones principales (acompañadas deseablemente entre medias por las rutinarias), debe incluir el estudio de los riesgos, siquiera a un nivel como el que se propone en este artículo, con un enfoque orientado a la obtención de indicadores. Eso permitirá a los administradores jerarquizar, con mayor fundamento y un enfoque diferente y reforzado, las frecuencias de inspección y las necesidades de acometer inspecciones especiales, antesala frecuente de los proyectos y obras de rehabilitación. Obsérvese que la nota r (de riesgo, figura 3) depende inicialmente de la naturaleza y las circunstancias del puente, no de su estado, al menos directamente. Obviamente, la probabilidad p de fallo crece al crecer el deterioro.

La experiencia demuestra que algunas causas de los colapsos de puentes están relacionadas con los aspectos identificados sintéticamente en estas líneas y que cada uno de ellos requiere estudios más profundos e interdisciplinarios. También enseña que el día a día de la praxis de la Ingeniería de Conservación

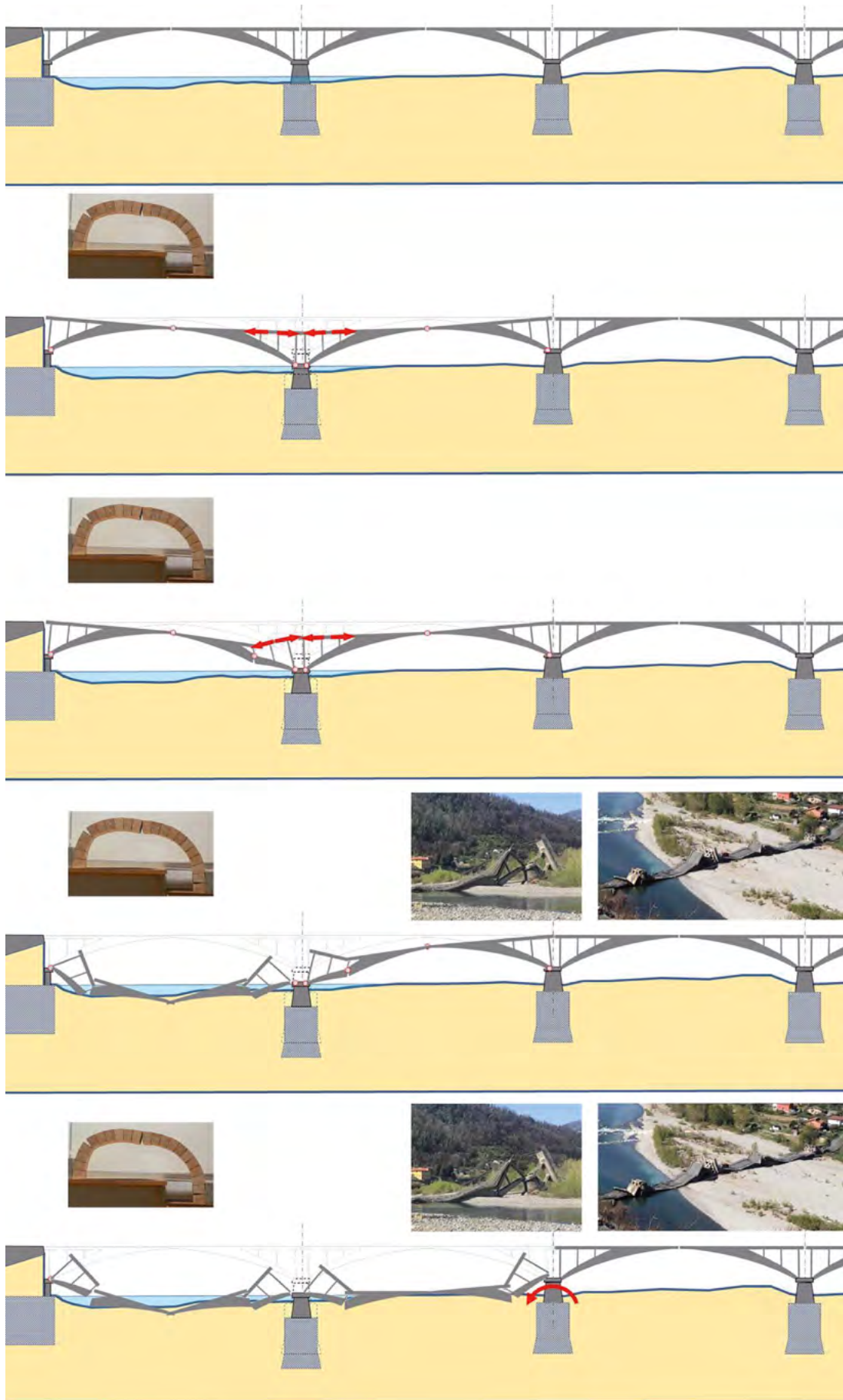


Figura 36. Hormigón lixiviado (ligante disuelto) y degradado en el puente de San Clodio, sobre el Sil. Trabajo de los autores en 2004.

requiere de herramientas que, si bien es deseable se funden en procedimientos fenomenológicos con expresión analítica, no siempre el conocimiento ha llegado aún a esa simbiosis [26, 27 y 28]. Por lo tanto, deben progresar en paralelo las actuaciones de investigación básica y aplicada con los planteamientos más empiristas pero racionales como los que se muestran aquí.

En ese punto, los autores desean lanzar la idea de que las autopsias, que se realizan de oficio cuando se ha producido un accidente y se trata de identificar responsabilidades, deberían ser obligatorias, en ciertos casos, cuando las decisiones en las que se han fundado las órdenes de demolición necesitan un respaldo y, muy particularmente, pueden ser la base de estudios que permitan proyectar las enseñanzas que transmiten a otros puentes de edades, tipologías y clases de exposición semejantes. La medicina, que tanto ha progresado merced a las autopsias, enseña el camino a seguir en este fascinante mundo de la ingeniería de conservación (de los puentes existentes, obviamente). Pero esa es otra historia.

Agradecimientos

Los autores creen que este texto preparado le habría gustado a Luis M^a Ortega Basagoiti, en cuyo homenaje se ha editado el presente número de *Hormigón y Acero*. Siempre con los pies en la tierra y la cabeza sobre los hombros, el entrañable Luis expresaba una sensibilidad especial hacia el aura del patrimonio construido, si se admite el término. Hacía gala, sin proponérselo, de un extraordinario sentido común desde el que, con modestia, como hacen los personajes de altura, sintetizaba las claves de la materia tratada en los debates a los que asistía. Entre esas claves están los riesgos no tan evidentes en puentes existentes. Así actuó en octubre de 2018, cuando el Colegio de Ingenieros de Caminos organizó una mesa redonda a propósito del accidente del puente Polcevera (también llamado Morandi), que causó un gran revuelo mediático y en la profesión. Los autores participaron con él en la preparación y en el desarrollo de aquella sesión, verdaderamente aleccionadora, cuyo eco parece ahora (2021) ya algo lejano.

Referencias

1. Corres-Peiretti, H., Ariñez-Fernández, F., Sánchez-Delgado, J. (2019). Model Code 2020: A fib Project for the advancement of structural concrete. *Informes de la Construcción*, 71(553): e275. <https://doi.org/10.3989/ic.67477>.
2. Comité de Puentes de carretera de la ATC-AIPCR. (2021) Grupo de trabajo sobre *Valor patrimonial de los puentes*. Recomendaciones para caracterizar el valor patrimonial de los puentes.
3. Tanner, P. (2016) Requisitos de seguridad estructural basados en los riesgos para las personas. Tesis doctoral dirigida por L. Albajar. ETSIC-CP-UPM.
4. White Paper on Risk Governance. Towards an integrative approach (2005). https://irgc.org/wp-content/uploads/2018/09/IRGC_WP_No_1_Risk_Governance_reprinted_version_3.pdf
5. EN 1990:2002. Eurocódigo 0: Bases de proyecto. CEN/TC 250 Eurocódigos estructurales.

6. Tena, M. (2019) Fundamentos para la gestión del envejecimiento y conservación sostenible de las estructuras del patrimonio arquitectónico. Tesis doctoral, dirigida por J. León. ETSICCP-UPM.
7. Reglamento General de Circulación. Real Decreto 1428/2003, de 21 de noviembre, por el que se aprueba el Reglamento General de Circulación para la aplicación y desarrollo del texto articulado de la Ley sobre tráfico, circulación de vehículos a motor y seguridad vial, aprobado por el Real Decreto Legislativo 339/1990, de 2 de marzo.
8. del Cuvillo, A.; del Cuvillo, R. (2002) Trenes de carga en puentes de carretera. *Revista de Obras Públicas*. Septiembre, 149 (3424): 39-50.
9. Peña Boeuf, A. (1916) Puento de la presa (Navarra). *Revista de Obras Públicas*, 64, tomo I (2150): 629-636.
10. León, J., Corres, H., Prieto, F. (2008). Inspección y evaluación de estructuras existentes: una tarea para ingenieros valientes. *Revista de Obras Públicas*. 155 (3492): 29-38.
11. León, J. (2017). Algunas reflexiones acerca del trato dispensado a los puentes de piedra o ladrillo. Cap. 1 del libro *Los puentes de piedra (o ladrillo) antaño y hogaño*. J. León y J. M. Goicolea, coordinadores. Lecciones Juanelo Turriano de Historia de la Ingeniería.
12. León, J., Pérez, A., Corres, H. (2007) Reflexiones sobre el valor pedagógico de la historia del hormigón estructural. *Actas de las II Jornadas de Enseñanza del Hormigón Estructural*. ACHE. Noviembre de 2007.
13. del Cuvillo, R. (2007) *Colecciones oficiales de obras de paso de carreteras. siglos XIX y XX*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
14. del Cuvillo, R., Galindo, J. (1988) *Inspecciones principales de puentes de carretera*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
15. <https://www.pinterest.com.mx/pin/469922542349200837/>
16. El Correo, 18 de noviembre de 2019. <https://www.elcorreo.com/internacional/union-europea/puente-colgante-derrumba-francia-20191118110532-ntrc.html>
17. Peña, B., Berruero, P., León, J. (2017) Colapso del puente del Guadarrama en la M-527. Autopsia y enseñanzas. Rutas. *Revista de la Asociación Técnica de Carreteras*. Número 170: 20-33.
18. ATEP. Hormigón Pretensado. Realizaciones Españolas. Serie de publicaciones de carácter aproximadamente trienal iniciada en 1970.
19. https://www.ilmessenger.it/video/primopiano/lecco_momento_crollo_cavalcavia-2052339.html
20. Calavera, J. (1996) *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*. Madrid: INTEMAC.
21. Espeche, A., León, J. (2011) Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete interfaces based on a cylinder splitting test. *Construction and Building Materials* 25: 1222-1235.
22. Jerez, E., León, J., Martín-Caro, J.A. (2007) *Inspección y diagnosis de puentes ferroviarios. Fábrica, acero y hormigón*. Madrid: ADIF.
23. León, J. (2017) Proyecto y construcción de puentes de fábrica. Cap. 8 del libro *Los puentes de piedra (o ladrillo) antaño y hogaño*. J. León y J. M. Goicolea, coordinadores. Lecciones Juanelo Turriano de Historia de la Ingeniería.
24. León, J., Corres, H., Pérez-Fadón, S., Herrero, J.E., Rodríguez, F., Prieto, F. (2008) Lifespan evaluation of 8 bridges of the Indiana Toll Road. A case study. *Actas de IALCCE'08. First International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*. Varenna, Lake Como, Italy: Eds. Fabio Biondini & Dan M. Frangopol.
25. https://www.google.com/search?q=morandi+polcevera&source=lnms&tbnm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwiYr-zoofDeAhXFyqQKHWxSC-mEQ_AUIDigB&biw=1703&bih=786#imgrc=Y78-W9KJXzLRXM:&spf=1543173628755
26. Petroski, H. (2009) *Paradignas de diseño. Casos históricos de error y buen juicio en Ingeniería*. Madrid: Modus Laborandi.
27. Scheer, J. (2010) *Failed bridges. Case studies, causes and consequences*. Ernst & Sohn.
28. Ley, J. González Valle, E. (2012) Los accidentes de los puentes: errores de ayer y de hoy, lecciones para el mañana. *Cuadernos INTEMAC* 1^{er} trimestre de 2012.

Aplicación de los sistemas mixtos para el refuerzo de puentes de hormigón con patologías

Use of Composite Structures for the Strengthening of Concrete Bridges with Pathologies

Francisco Millanes Mato^a, Miguel Ortega Cornejo^b, Ignacio Pulido Sánchez^c,
Santiago Salas Fernández-Polanco^c, y Enrique Bordó Bujalance^c

^a Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Presidente. IDEAM, S.A.

^b Máster Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Director de Ingeniería. IDEAM, S.A.

^c Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A.

Recibido el 10 de diciembre de 2020; aceptado el 16 de abril de 2021

RESUMEN

Las estructuras mixtas presentan una amplia gama de posibilidades para la reparación y refuerzo de puentes de hormigón. El uso de este tipo de estructuras supone una serie de ventajas respecto a otros métodos como son en muchos casos la flexibilidad, polivalencia, alta capacidad resistente en proporción al peso, y facilidad de ejecución. Aspectos importantes a tener en cuenta son el montaje de uniones y el control de tolerancias geométricas, así como la conexión entre la estructura metálica y el puente de hormigón existente. En el artículo se citan diferentes ejemplos y detalles utilizados por diferentes ingenierías para solucionar tanto nuevas necesidades funcionales como resistentes, desarrollando con un mayor grado de detalle la solución implementada en el viaducto sobre el río Duro en la A-66, en Zamora (España). Esta estructura, formada por un cajón de hormigón pretensado que adolecía de patologías en el hormigón, fue reforzada de manera integral mediante el montaje de sendas vigas metálicas adosadas al cajón existente, dando lugar como nueva estructura resistente a un tablero mixto.

PALABRAS CLAVE: Estructura mixta, refuerzo, conexión, reparación de estructuras.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

Composite structures have a wide range of possibilities for repair and strengthening of concrete bridges. The use of this type of structures provides several advantages compared to other methods such as flexibility, polyvalency, high resistance capacity in relation to the weight and ease of execution. Important aspects that must be considered are the joints assembly and the control of geometric tolerances, as well as the connection between the steel structure and the existing concrete bridge.

The article shows different examples and details designed by different engineering firms to solve both new functional and resistant needs, developing in greater detail the solution implemented in the viaduct on the Douro River on the A-66, in Zamora (Spain). This structure, consisting of a concrete box girder bridge that suffered several structural pathologies, was entirely reinforced by the assembly of a steel structure on the exterior side of the deck. The steel structure connects with the existing bridge resulting a composite structure with double composite action.

KEYWORDS: Composite structure, strengthening, connection, structural repair.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / email: ignacio.pulido@ideam.es (Ignacio Pulido)

1. INTRODUCCIÓN

El artículo describe las posibilidades que ofrece el uso de soluciones metálicas y mixtas en la reparación y refuerzo de estructuras de hormigón afectadas por patologías. Si bien son conocidas las prestaciones de las estructuras mixtas diseñadas para obras de nueva ejecución, quizás es menos habitual su consideración como herramienta en obras de rehabilitación. Es intención de los autores llamar la atención sobre las posibilidades que ofrecen estas soluciones.

Junto a la exposición de la problemática de dichos refuerzos, y sus ventajas e inconvenientes, se describe un caso reciente de aplicación a una estructura de la que se realizó rehabilitación integral, el puente paso de la A-66 sobre el río Duero, en la provincia de Zamora¹.

2. USO DE LA TECNOLOGÍA MIXTA PARA LA REPARACIÓN Y REFUERZO DE PUENTES DE HORMIGÓN

Las soluciones basadas en el uso del metal como material de refuerzo permiten aprovechar las conocidas ventajas inherentes a esta tecnología, tanto en el caso de un diseño puramente metálico, como cuando se hace trabajar a los elementos como secciones mixtas.

Uno de los principales aspectos que caracteriza el empleo de la tecnología mixta para la reparación de estructuras de hormigón es su amplia flexibilidad y polivalencia. El uso del acero, generalmente dando lugar a piezas de relativamente poco peso y montaje por segmentos, hace posible que el refuerzo metálico se pueda adaptar con facilidad al elemento a reforzar, a la vez que, dadas sus superiores prestaciones mecánicas, permite ejecutar una amplia gama tipológica de reparaciones o soluciones: refuerzos a cortante en almas, aumento de la capacidad a flexión, refuerzos locales para puenteo de cargas, etc.

Su uso no solo permite reparar los daños en obras con patologías sino que, además, habilita una amplia gama de actuaciones complementarias, entre las que se puede citar: aumentar la capacidad resistente de puentes de hormigón (tengan o no patologías) que por motivos de explotación así lo requieran; aumentar las luces de estructuras por medio de supresión o modificación de soportes; incrementar el ancho de plataformas de tableros; y un largo etc.

En lo que se refiere a los aspectos constructivos de la solución, el empleo de estructuras mixtas suele ser una opción que, habitualmente, supone unos montajes limpios, sencillos y rápidos.

En cuanto a la estética de las soluciones mixtas en el refuerzo de estructuras, la citada flexibilidad formal permite introducir cambios estéticos menores en las obras existentes, ya que se pueden ceñir con facilidad a la geometría existente (si esta no es excesivamente compleja) y el uso del acero permite introducir refuerzos de dimensiones reducidas, siendo por

tanto muy poco intrusivas. Además, el acero puede llevar tratamientos de pintura que suelen permitir conservar la concepción estética inicial del proyecto o, por otra parte, introducir contrastes de materiales agradables en el caso del acero corten.

Otro aspecto fundamental en cualquier obra, ya sea de nueva construcción o reparación, es el respeto y la integración medio ambiental. En este sentido las estructuras mixtas suponen una buena alternativa, con un impacto medio ambiental reducido, entendiéndose por esto la sencillez de montaje que da lugar a operaciones con menor maquinaria, menores afecciones a los elementos existentes en la sombra del puente y posibles menores vertidos al entorno. El menor impacto ambiental puede ser un punto fundamental para la elección de este tipo de estructuras en el caso de refuerzos.

En el lado de los inconvenientes a la hora de considerar su uso, podemos citar los casos de puentes con geometría de cierta complejidad (puentes curvos, de canto variable, con los paramentos de hormigón no perfectamente planos, etc.). La dificultad radica tanto en la correcta definición de la geometría (a pesar de las potentes herramientas de toma de datos de la obra existente que existen ahora), como en la ejecución en Taller (con imprescindibles montajes en blanco), y especialmente en el ensamblaje en obra, donde la presencia de tolerancias de montaje estrictas puede hacer preferibles otras soluciones.

En algunos casos, la adaptación de una estructura metálica a una estructura de hormigón puede requerir de medios auxiliares especiales o diseñados ad hoc para la solución propuesta con el fin de poner desplazado, posicionar y ajustar la estructura metálica, lo que puede encarecer la construcción.

Otro punto de dificultad a considerar, del que se trata más adelante, es la necesidad de conectar la nueva estructura metálica al puente de hormigón para conseguir que la transmisión de esfuerzos o para que ambas trabajen como una estructura mixta. La necesidad de conectar metal y hormigón puede dar lugar a complejas y laboriosas operaciones en obra, como hidrodemoliciones, taladros, corte de piezas, etc.

Por último, si bien la fabricación en taller lleva asociada un preciso control de calidad y permite ejecutar soldaduras de gran calidad por las óptimas condiciones de ejecución, el ensamblaje en obra de las diferentes piezas puede requerir soldaduras complejas o que precisen ser ejecutadas en condiciones más delicadas. Estas pueden encarecer la solución por los menores rendimientos y las necesidades de control de las soldaduras.

No es objeto del presente artículo la exposición y valoración de otras posibles técnicas de refuerzo, como pudieran ser los recrecidos con hormigón estructural, los sistemas de pretensado exterior, el uso de laminados de fibra de carbono o cualquier otro sistema de refuerzo posible, sino de exponer la versatilidad y bondades técnicas que ofrece la estructura metálica en su utilización de refuerzos de estructuras.

3. EJEMPLOS DE APLICACIONES MÁS COMUNES

Las estructuras mixtas cuentan con numerosas posibilidades en las aplicaciones de reparación de puentes de hormigón. Se indican a continuación los más habituales.

1 Reparación y refuerzo del que IDEAM ha sido proyectista y asistencia técnica a la propiedad.

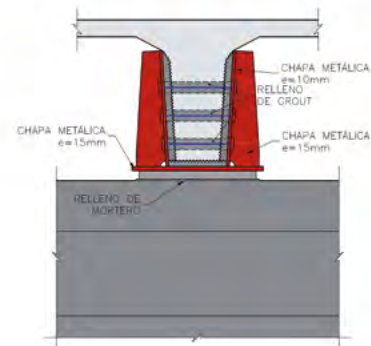
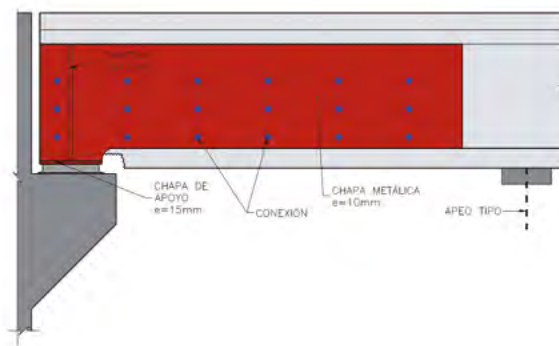


Figura 1. Deterioro culata de viga de hormigón pretensado y refuerzo de las mismas.

3.1. Refuerzos a flexión y cortante en tableros

En primer lugar, los puentes de hormigón dañados o a los que se aumente la carga de explotación pueden requerir refuerzos a flexión y/o cortante. Estas operaciones son muy comunes.

En el caso, p.ej., del diseño de un refuerzo a flexión positiva, la solución es sencilla, y en la mayoría de los casos puede consistir en disponer platabandas metálicas en la cara inferior del puente de hormigón, bien sean vigas o losas. Para el trabajo conjunto como sección mixta es necesario una adecuada conexión de ambos elementos.

Cuando se presente algún tipo de patología que reduzca la capacidad a cortante del puente, las estructuras mixtas permiten una limpia solución sin más que adosar almas metálicas convenientemente conectadas a las vigas de hormigón o a las almas de vigas artesas, cajones, etc. que presenten falta de capacidad o armaduras a cortante. Lógicamente, estos esquemas de refuerzo han de cumplir con la premisa de garantizar el correspondiente esquema estructural resistente en el que se han de materializar los nudos de la celosía de cortante. Dado que estos refuerzos se disponen fundamentalmente en las zonas de apoyo, una de las dificultades que suele presentarse es la transmisión de esfuerzos de la nueva estructura a la subestructura. Suele ser necesario realizar operaciones de transferencia de carga y cambio de los puntos de apoyo, que en algunos casos requiere actuaciones de ampliación de pilas y estribos por necesidades de espacio.

Un caso común relacionado con lo anterior es el de reparación de las patologías en culatas de viga. Estos elementos suelen ser susceptibles de sufrir daños estructurales como consecuencia del agua que se filtra a través de las juntas de dilatación o bien derivado del efecto de la concentración de tensiones por deficientes condiciones de apoyo o errores de diseño. Lo anterior da lugar a la degradación del hormigón y las armaduras asociadas a ese detalle, lo que puede provocar que salte el recubrimiento o en algunos casos volúmenes mayores de hormigón, pudiendo llegar a comprometer el apoyo de las vigas (figura 1). En estas situaciones una buena solución puede consistir en disponer unas almas metálicas adosadas a las vigas existentes y conectadas a las mismas. La disposición de este tipo de refuerzos suele requerir, como se ha indicado, realizar una transferencia provisional de carga de la viga para poder cambiar el punto de apoyo del tablero.

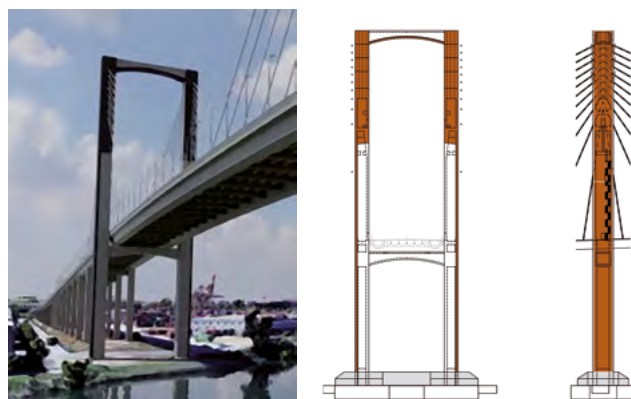


Figura 2. Vista general del pilono existente.

Cuando de lo que se trata es de aumentar la capacidad resistente conjunta de un tablero de vigas o cajón más losa, tanto a flexión como a cortante, es posible conectar a las vigas o cajón existentes nuevas vigas metálicas, de forma que se aproveche la losa de compresión como elemento resistente. Un ejemplo de esta solución es el puente del Duero en Zamora, descrito en detalle más adelante.

3.2. Refuerzos y aumento de sección en pilas

El empleo de estas estructuras también es aplicable en la reparación o refuerzo de pilas. Como ejemplo de lo anterior, merece la pena citar el nuevo proyecto de sustitución de tirantes del puente del Centenario en Sevilla², donde el uso de estructuras mixtas ha permitido ampliar los fustes de los pilonos, con el doble objetivo de reforzarlos y desplazar hacia el exterior la posición del futuro nuevo plano de tirantes.

Los pilonos del puente del Centenario están constituidos por una estructura mixta formada por un cajón de hormigón al que se conecta un recubrimiento metálico colaborante en la cara exterior de los fustes (figura 2).

La sustitución de tirantes contempla desplazar los planos de tirantes hacia el exterior para dotar a la plataforma de un mayor ancho y posibilitar la sustitución de tirantes. Para poder

2 Proyecto original desarrollado por IDEAM en los años 80. Proyecto de sustitución de tirantes desarrollado por la UTE IDEAM-FHECOR.

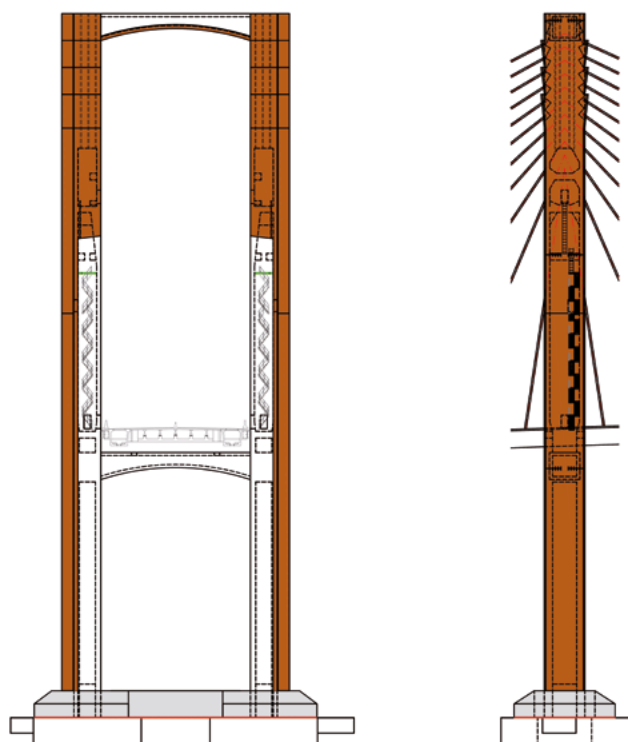


Figura 3. Vista general del pilono recrecido.



Figura 4. Recreación del montaje del recrecido de los pilonos.

trasladar los tirantes de posición resulta necesario ejecutar un recrecido de los fustes actuales, así como ejecutar el refuerzo de estos. El recrecido consiste en adosar un cajón metálico a la chapa lateral del pilono actual. Dicho cajón se vincula a la sección existente mediante una soldadura continua en toda la altura y a su vez mediante una serie de diafragmas conectados a la sección de hormigón por medio de barras de pretensado. La sección ampliada es mixta desde la base del fuste hasta una cierta cota pasado el travesaño inferior, donde pasa a estar for-

mada por un cajón metálico hueco (figuras 3, 4 y 5).

Otro ejemplo de actuaciones en pilas de puentes atirantados se encuentra en la ampliación del puente atirantado de Rande³, donde para poder disponer dos nuevos planos de tirantes exteriores a los existentes se amplió la cabeza del pilono de hormigón armado mediante un cajón metálico (figura 6). En dicho cajón se materializó el anclaje de los nuevos tirantes que permitieron sustentar dos nuevos tableros mix-

3 Proyecto realizado por MC-2 junto con Manuel Juliá Vilardell.

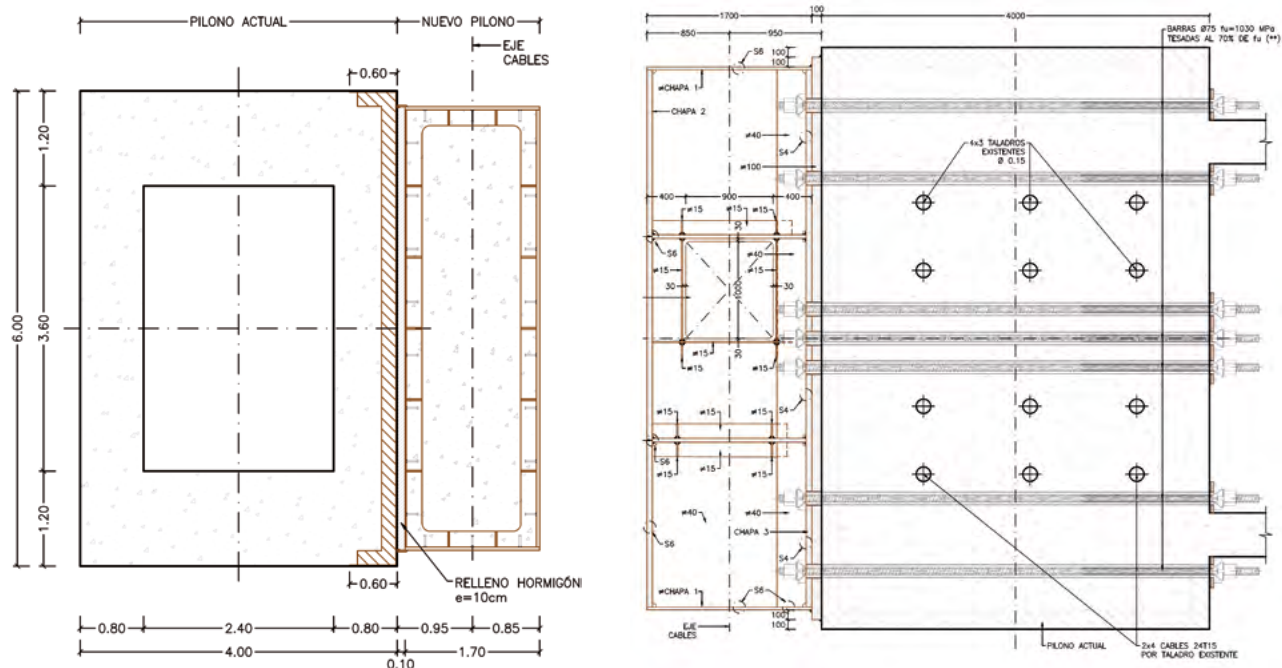


Figura 5. Sección transversal del pilono recrecido en el lateral exterior mediante una estructura mixta y detalle de conexión del cajón metálico al pilono mediante barras de pretensado.



Figura 6. Montaje de la ampliación de la cabeza de los pilonos del puente de Rande (Fuente Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana).

tos exteriores, pudiendo dotar así a la carretera AP-9 de dos nuevos carriles.

3.3. Cambios en la ubicación de pilas

Junto a las reparaciones locales y refuerzos integrales mencionados, el uso de los sistemas mixtos permite realizar modificaciones estructurales no asociadas a patologías como pueden ser ampliaciones de tableros o pilas, aumento de luces y eliminación de soportes.

Un ejemplo de ello son las obras de aumento de luz en numerosos pasos de autovía en nuestro país. Puede citarse la solución⁴ para incrementar la luz de los pasos superiores de hormigón postesados sobre la autopista A-7 (tramo Barcelona – La Junquera) y permitir de esta manera ensanchar a 6 carriles dicha carretera (figura 7). El procedimiento consistió en adosar a las losas de hormigón existentes sendas vigas metálicas en los laterales de las mismas que apoyan en los nuevos ejes de pila de la estructura. La viga metálica tiene una doble función: por

4 Solución estructural desarrollada por Julio Martínez Calzón [1].

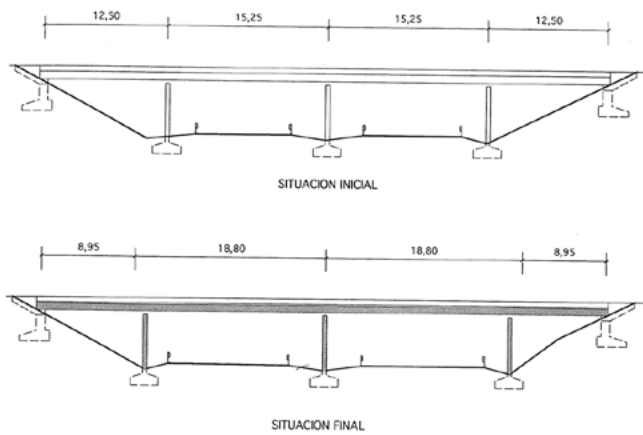


Figura 7. Ampliación de luces en pasos superiores.



Figura 8. Ampliación de luces en paso superior mediante pescante metálico.

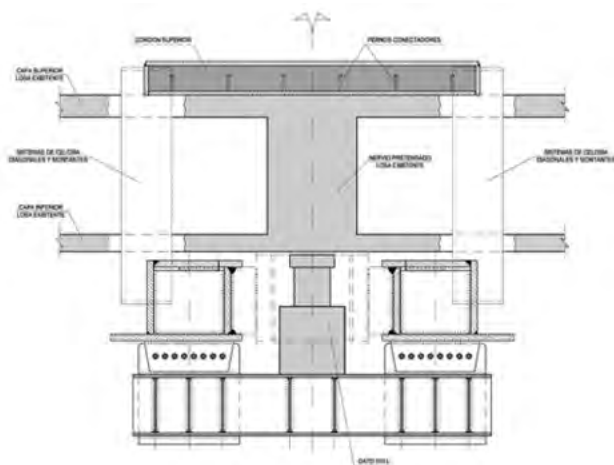


Figura 9. Sección transversal tipo por el corte de soportes en la estación de Sants. Vista del dintel mixto tras el corte del soporte (Fuente: IV Congreso ACHE [3]).



un lado permite recoger la reacción del tablero de hormigón original y trasladarla al nuevo eje de apoyo sin modificar las leyes de esfuerzo ni deformada de la estructura existente y, por otro lado, colaborar en la resistencia de las sobrecargas de uso una vez que ambas estructuras se vinculan. La conexión de ambos elementos se lleva a cabo mediante un cosido con barras de pretensado en las zonas próximas al eje de apoyo original. Con esta metodología se pueden conseguir incrementos de luz de entre el 20 y 35% de la luz original. [2].

Una variante de esta aplicación, con el mismo concepto estructural, consiste en sustituir las vigas metálicas longitudinales por unos pescantes metálicos que recojan la reacción del tablero de hormigón en la sección de apoyo original como puede verse en la figura 8 [2].

Relacionado con lo anterior se encontrarían los procedimientos para la eliminación de pilares que son herramienta

habitual en obras de edificación. Citamos como ejemplo los dinteles ejecutados para el corte de soportes en la estación de Sants de Barcelona⁵. Para evitar demoler la cobertura de la estación, se buscó una solución que permitía entrelazarse con la losa de cubierta. Dicho sistema consistía en un dintel formado por una celosía metálica cuyo cordón superior está formado por un cajón mixto relleno de hormigón y los cordones inferiores por dos cajones metálicos (figura 9).

3.4. Conexión con la estructura existente

Cuando hablamos de reparación de puentes de hormigón usando los sistemas mixtos citados, uno de los principales aspectos a tener en cuenta suele ser la conexión, imprescindible

5 Proyecto de MC-2. [3].



Figura 10. Hidrodemolición de una losa de hormigón para albergar los pernos conectadores de la futura sección mixta.

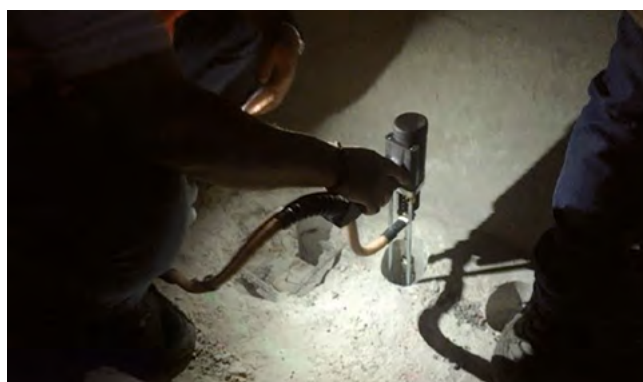


Figura 11. Soldeo de pernos en el interior de un cajón de hormigón.

para el trabajo conjunto de los materiales y para la introducción de cargas en el refuerzo. Es evidente que es un problema más complicado que en elementos de obra nueva, en los cuales pueden preverse a priori tanto el tipo de conexión como los armados, o la secuencia de ejecución más adecuada.

A la hora de definir la unión del refuerzo metálico a la pieza de hormigón, el proyectista debe preguntarse si se va a disponer una conexión localizada o una conexión distribuida. Esto dependerá de la forma de transmisión de esfuerzos y el tipo de refuerzo que se esté diseñando, y repercutirá significativamente en la configuración del refuerzo.

Si se trata de un caso, p. ej., en el que lo que se busca es transmitir los esfuerzos del tablero de hormigón a un elemento metálico en un punto concreto, como en la ampliación de luces en pasos superiores comentada, habrá que recurrir a una conexión localizada en el punto de interés.

La conexión distribuida, mucho más empleada en estructuras mixtas de diseño convencional, puede emplearse en situaciones en las que la reparación consiste en aprovechar una losa de hormigón existente incorporando vigas metálicas para el trabajo conjunto como sección mixta, o también en refuerzos a flexión con chapas largas que lo habiliten por espacio.

En todo caso, el mero hecho de realizar la conexión del metal a la obra de hormigón no asegura el correcto comportamiento como estructura mixta. Uno de los aspectos clave que hay que verificar es que la estructura existente es capaz de transmitir los esfuerzos localizados requeridos, así como que el

armado existente en la sección de hormigón es suficiente para asegurar dicha transferencia (y en caso de no ser así, se deberá reforzar dicho armado, cosa no siempre posible).

En cuanto a las soluciones de conexión disponibles, hay gran variabilidad en función del tipo de unión que se busque:

- En los casos en los que se busca una conexión pura por rasante, los elementos habitualmente empleados suelen ser pernos conectadores, tacos de conexión o topes metálicos distribuidos. La disposición de este tipo de elementos obliga a resolver el problema de como dejar embebidos dichos elementos en el hormigón existente.

Una de las soluciones a la que es frecuente recurrir es la hidrodemolición parcial de la losa para generar espacio para la conexión y su posterior hormigonado (figura 10). Este método presenta varios inconvenientes o dificultades, como por ejemplo la necesidad de demoler la losa por bataches para garantizar la integridad estructural de la misma durante la actuación. Esto implica, habitualmente, la necesidad de soldar los elementos de conexión en obra, ya que no suele ser posible montar una estructura con los elementos de conexión soldados si previamente no se ha demolido la losa en la zona que forma parte de la cabeza de compresión de la futura sección.

Por otro lado, para la disposición de este tipo de conectadores existe la posibilidad de ejecutar taladros independientes en el tablero de hormigón que permitan albergar cada uno de los elementos de conexión (figura 11). Esta solución también

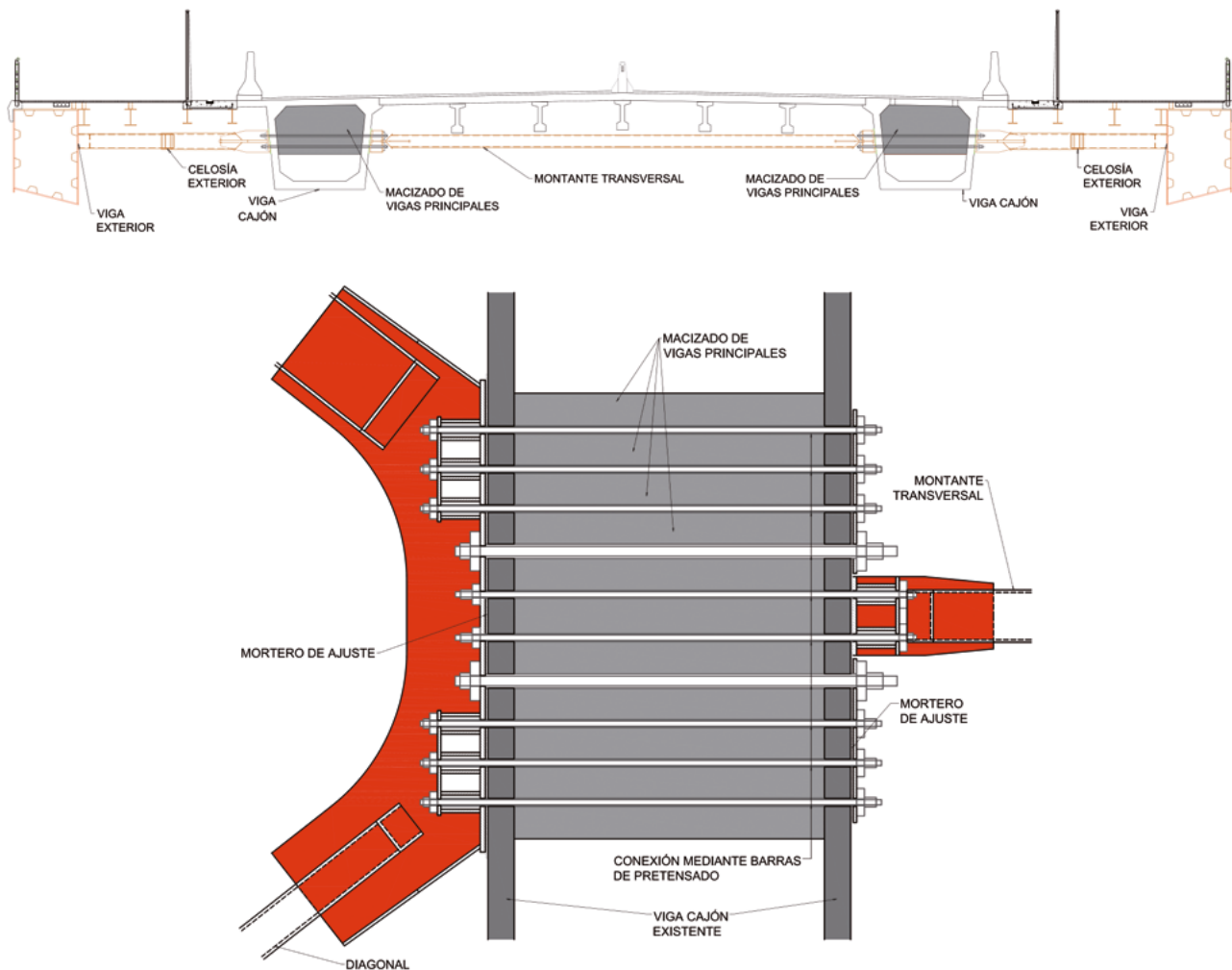


Figura 12. Arriba, sección transversal tipo del puente del Centenario tras la sustitución de tirantes. Abajo, detalle en planta de la conexión celosía-cajón de hormigón prefabricado existente resuelta mediante barras pretensadas de los montantes transversales y celosía exterior.

lleva asociada complejidades para la obra. En el caso de que se quiera montar la estructura metálica con los pernos ya soldados será necesario realizar un levantamiento topográfico muy preciso de la posición de los taladros para que, posteriormente, en taller puedan soldar los pernos en la posición exacta. Posteriormente habrá que rellenar los taladros ejecutados con un grout por lo que, si no resultan accesibles, como es el caso de los taladros no pasantes, habrá que recurrir a operaciones de inyección. Si, por ejemplo, se hacen taladros pasantes que permiten tanto soldar pernos in situ evitando las complejas tareas de replanteo como el fácil relleno de los taladros, debe tenerse en cuenta que habrá que buscar métodos que permitan el soldeo del elemento en el espacio disponible.

- Los esfuerzos de conexión pueden transmitirse por rozamiento entre el hormigón y el acero a través de uniones con tornillos o barras de pretensado como se ha indicado anteriormente para el caso de las pilas del Puente del Centenario, o como se ha usado en dicha obra para la conexión de las barras de la celosía exterior. Estas son perfiles en sección cajón cuyos esfuerzos de tracción o compresión se cosen por medio de barras pretensadas a los cajones del tablero existente, ver (figura 12).

Debe cuidarse en el diseño la zona de anclaje de barras, y asegurar que se cuenta con un coeficiente de rozamiento suficiente. El diseño frente a durabilidad de estos elementos debe ser cuidadoso, y debe asegurar que no se introducen movimientos que induzcan flexiones parásitas en las barras. En el caso de tratarse de una unión a tracción, un pretensado suficiente mantiene la interfaz comprimida de manera permanente, resultando en una buena solución en la mayoría de los casos.

- Cuando se diseñan uniones a base de topes (figura 13) o tacos de conexión, estamos hablando de un caso de transmisión directa de carga en un área localizada. Son aplicables comentarios ya realizados sobre la verificación de la zona local ante la carga puntual. En el diseño se debe tener en cuenta la posibilidad de que la carga sea reversible, ya que la transmisión directa por contacto es unidireccional. Pueden dar lugar a piezas de metal de dimensiones importantes que requieran de un montaje complicado.
- Otro ejemplo de conexión puede ser la realizada por medio de barras corrugadas soldadas a platabandas y embebidas en una sección de hormigón, o directamente ancladas con taladros a la obra existente (figura 14).



Figura 13. Topes metálicos de conexión del viaducto mixto de Retamar.⁶



Figura 15. Alzado de la estructura.



Figura 14. Conexión mediante varillas roscadas ancladas en el hormigón mediante taladros.

4. CASO PRÁCTICO: REFUERZO INTEGRAL DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO DUERO EN LA A-66

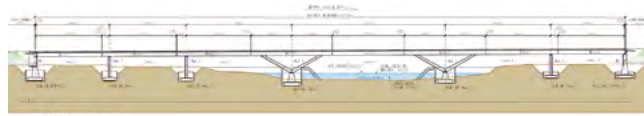
Se expone a continuación un ejemplo reciente de rehabilitación y refuerzo de un puente de hormigón, donde se muestra cómo la utilización de la mayoría de las herramientas metálicas o mixtas descritas da lugar a una solución estructuralmente adecuada, y fácilmente ejecutable.

4.1. Descripción de la estructura

El paso de la A-66 sobre el río Duero (figuras 15 y 16), en la provincia de Zamora, se realiza por medio de dos estructuras gemelas de 277,00 m de longitud y 11,70 m de ancho de tablero, cada una de las cuales da servicio a una de las calzadas de la autovía. En planta el trazado es ligeramente curvo con radio constante. Cada una de las estructuras tiene seis vanos con 5 pilas intermedias. Las luces son de 34,50 m + 36,00 m + 49,50 m + 72,00 m + 49,50 m + 34,50 m.

La estructura consta de cinco pilas intermedias. Las pilas P1, P2 y P5 son de hormigón armado, de fuste único de sección transversal rectangular, y ejecutadas *in situ*. Las pilas P3 y P4, adyacentes al vano principal, presentan una configuración es-

pecífica, y constan de un plinto *in situ*, sobre el que se apoyan, mediante dos apoyos de neopreno, dos puntales prefabricados inclinados que conectan monóticamente con el tablero formando un pórtico de célula triangular.



El tablero está formado por vigas cajón prefabricadas pos-tasadas de hormigón de 1,80 m de canto, prelosas y una losa superior de hormigón armado de 0,30 m de canto total, que disminuye linealmente hasta 0,20 m, en los extremos de los voladizos. En cuanto a las vigas prefabricadas, el puente está constituido por 8 vigas, una por cada vano del puente. Las juntas entre los elementos prefabricados se disponen a 1/5 aproximadamente de la luz de cada vano.



Figura 16. Vista general de la estructura en su estado original.

4.2. Descripción general de la problemática existente y justificación de la solución mixta

La estructura sobre el río Duero presentaba una serie de daños generalizados que afectaban a su seguridad estructural, por lo que se consideró necesario disponer un mecanismo resistente

⁶ Proyectado por IDEAM.

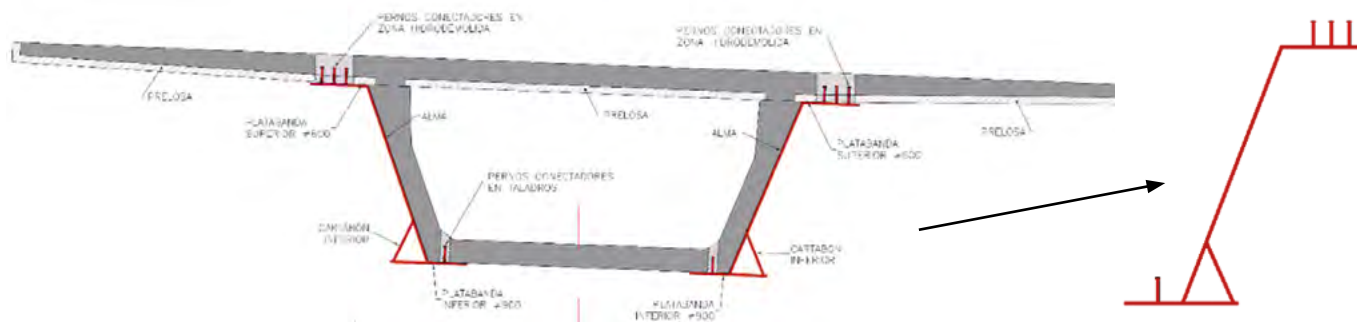


Figura 17. Sección transversal tipo de la solución propuesta y detalle de sección tipo del refuerzo metálico.

complementario que permitiera asegurar el adecuado comportamiento del tablero en el tiempo. Las principales patologías detectadas se correspondían con:

- *Fisuración de las almas de las vigas de hormigón pretensado.* Todas las vigas presentaban series de fisuras longitudinales corridas a lo largo de la estructura. Dichas fisuras estaban instrumentadas, por lo que se podía comprobar que se trataba de fisuras vivas.
- *Apertura de juntas entre vigas.* Los empalmes entre las vigas cajón consecutivas se materializaban mediante el tradicional sistema de unión con barras de pretensado. Durante las diferentes inspecciones realizadas se pudo verificar cómo las juntas del vano central se estaban abriendo con el paso de los años.
- *Evolución de la flecha en el centro de vano del tramo central,* que se encontraba cerca de afectar a la funcionalidad de la estructura.

Complementando los trabajos de análisis teórico de la estructura, se llevó a cabo una campaña de auscultación *in situ* de la misma, realizando calas para identificación de armados, extrayendo testigos del hormigón, análisis químicos, etc. El estado y el comportamiento resistente de las estructuras resultaban, a raíz de las patologías indicadas, inciertos.

Su situación, unida a la importante evolución de las deformaciones del tablero, que no se encontraban estabilizadas, y a la apertura de las juntas pretensadas del centro de vano del tablero, llevaron a tomar la decisión del refuerzo estructural del puente.

Dado que los principales daños que presenta la estructura se manifiestan en toda su extensión, y sin formar un patrón identificable, se consideró que la solución de reparación del puente tenía que ser global y definitiva, de forma que se pudiese restablecer y garantizar el nivel de seguridad y fiabilidad de la estructura conforme a la normativa vigente, descartando buscar soluciones de refuerzo local.

Dentro del estudio de las posibles alternativas de reparación se analizaron soluciones con hormigón, que fueron descartadas, ya que, o bien requerían el saneo y refuerzo de las zonas dañadas, actuación que debía hacerse por pequeños batches y que no garantizaba el completo restablecimiento de la capacidad resistente del puente, o bien eran refuerzos muy complejos, difíciles de ejecutar y con una importante modificación de la estética de la obra original, así como incremento de peso.

La demolición también fue una opción estudiada y descartada por diferentes motivos, como son las importantes afectaciones al tráfico de la A-66, los amplios plazos de ejecución, y el importante impacto ambiental (no solo por los residuos generados en la demolición sino por la necesidad de invadir el cauce del río Duero para la ejecución de la nueva estructura). Junto a todos los anteriores se encontraba la obligación de los ingenieros estructurales por conservar el patrimonio existente y ponerlo en valor, máxime teniendo en cuenta que se trata de un puente singular, y de gran belleza.

Descartadas las opciones citadas, se exploraron las alternativas que el metal podía aportar para la reparación, pensando fundamentalmente en la flexibilidad, facilidad de ejecución y respeto formal que este material podía aportar.

Conforme a dicho planteamiento, se consideró como posible solución estructural del tablero disponer unas vigas metálicas adosadas a las actuales vigas de hormigón, así como a la losa del puente, haciendo la sección colaborante y convirtiendo el actual tablero de hormigón pretensado en un puente mixto de doble acción mixta con capacidad de resistir tanto las actuales cargas permanentes como las sobrecargas de uso (figura 17). La interfase acero-hormigón se rellenó mediante una lechada rica en cemento con objeto de evitar la presencia de huecos y garantizar la durabilidad de la estructura.

Entre los aspectos que llevaron a la elección de esta solución se encontraban:

- Permitía conservar íntegramente la estructura existente evitando la demolición de los elementos afectados.
- Se aprovechaba la capacidad resistente de la losa superior y la tabla inferior del cajón que se encontraban en buen estado de conservación.
- Optimización del uso de los materiales, disponiendo únicamente estructura de refuerzo en las zonas dañadas (almas del cajón).
- Posibilidad de reutilizar la subestructura del puente sin más que hacer una mínima adaptación geométrica para realizar la correcta transmisión de las cargas del refuerzo metálico a la propia subestructura. (figura 18).
- La solución mostraba un gran respeto por la estética (forma) original de la obra, ya que prácticamente se limita a disponer de un forro metálico exterior. Si bien en un primer momento se planteó la posibilidad de usar acero pintado en color gris, manteniendo el aspecto inicial de la estructura, finalmente se optó por el uso de acero autopatinable, de forma que se redujeran sus necesidades de conservación futuras.



Figura 18. Vista de los recrecidos frontales en los estribos.



Figura 19. Vista de los recrecidos laterales en las pilas convencionales.

- Aunque finalmente, aprovechando épocas valle de IMD (Intensidad Media Diaria) de la autovía se optó por realizar el corte total del viaducto, la solución proyectada permitía ejecutar la solución manteniendo un carril de circulación, minimizando las afecciones al tráfico.
- Todos los trabajos se podían ejecutar desde la propia plataforma o desde tierra, y en ningún caso era necesario invadir el cauce del río Duero.

4.3. Adaptación de la subestructura

Los primeros trabajos que fue necesario acometer fueron la adaptación de la subestructura para recibir los esfuerzos transmitidos por la nueva estructura mixta.

En el caso de los estribos, se tuvo que adelantar el eje de apoyos existentes para poder apoyar la nueva estructura metálica.

El reducido espacio existente en los estribos no permitía la nueva disposición, por lo que se ejecutaron dos recrecidos frontales de los muros de estribo, debidamente conectados a los mismos para poder disponer los nuevos aparatos de apoyo.

En el caso de las pilas convencionales, debido a la geometría del refuerzo metálico, se desplazó lateralmente hacia el exterior la posición de ambos apoyos para permitir que las almas metálicas apoyasen sobre los mismos. Por este motivo, se recrecieron lateralmente las pilas.

Dicho recrecido consistió en la hidrodemolición parcial de las mismas en sus laterales y la ejecución de un recrecido de

hormigón armado conectado a la pila existente. Asimismo, se dispusieron barras de pretensar en la dirección transversal de la pila para soportar las tracciones de desvío generadas por la nueva posición de los aparatos de apoyo (figura 19).

4.4. Vigas metálicas: montaje, ensamblaje de tramos, conexión al cajón existente

Como se ha mencionado, la solución de refuerzo diseñada consiste en disponer por el exterior del cajón de hormigón existente sendas almas metálicas que permiten realizar un refuerzo integral de las mismas, y que permite configurar una sección mixta de doble acción mixta conectándolas a la losa superior e inferior. La nueva sección resistente, formada por las almas metálicas y las losas de hormigón, es capaz de resistir tanto el peso propio de la estructura como las sobrecargas indicadas en la normativa vigente, siendo plenamente funcional.

Los principales retos de la obra eran conseguir fabricar una estructura metálica que se adaptase a la estructura original, curva y con deformaciones diferentes en cada vano, dar continuidad a las diferentes dovelas y conectarlas a la estructura existente sin dañar los elementos resistentes.

El montaje del refuerzo metálico comenzó con la colocación de las dovelas de estribos y pilas. Dichas dovelas, de dimensiones reducidas, eran las que debían apoyar sobre los nuevos aparatos de apoyo para realizar la transmisión de cargas del tramo metálico a la subestructura (figura 20).

Para poder colocar las dovelas fue necesario liberar espacio retirando los apoyos existentes. Para ello se realizó un levantamiento del tablero usando gatos hidráulicos sincronizados mediante una central electrónica. Una vez apeado el tablero, se procedió a la retirada de los apoyos existentes, empleando corte con hilo en el caso de los apoyos tipo pot o con medios convencionales en el caso de los apoyos de neopreno zunchado.

Las dovelas cero se montaron por semi-mitades (una por lateral) desde tierra con una única grúa y, posteriormente en obra se ejecutaron las soldaduras de unión de la platabanda inferior de ambos laterales.

En el caso de las dovelas de estribo, estas, iban a su vez vinculadas a la riostra de hormigón existente mediante varillas roscadas ancladas con resina a dicho elemento (figura 21).



Figura 20. Montaje de dovelas de pila.



Figura 21. Montaje de dovelas de estribo y ejecución de soldadura de conexión *in situ*.



Figura 22. Descenso del tablero sobre los nuevos aparatos de apoyo.

Una vez montadas todas las dovelas de estribo y pilas se descendió el tablero sobre los nuevos aparatos de apoyo, de neopreno zunchado (figura 22), instalados en los recrecidos mencionados.

Una vez instaladas las dovelas de estribos y pilas y garantizado el correcto apoyo de la nueva estructura metálica sobre los neoprenos, se procedió al montaje de las dovelas de vano.

Las dovelas fueron fabricadas en taller y tenían una longitud tal que cubría todo el vano, a excepción del vano sobre el río y los vanos adyacentes donde debido a la limitación de carga de las grúas los vanos estaban formados por dos dovelas en cada lateral (figura 23). Para asegurar que las vigas metálicas se ajustaban al tablero existente se realizó un modelo geométrico 3D del tablero mediante el uso de un laser scanner. Dicho modelo permitió al taller fabricar las dovelas de acuerdo a la geometría existente, dotándolas de la curvatura necesaria para adaptarse a la geometría existente (figura 24), manteniéndose dentro de las tolerancias de ejecución.

Para materializar el comportamiento mixto a sección completa resulta necesario, como se ha explicado, conectar las vigas metálicas a la estructura de hormigón existente. La conexión de la platabanda superior metálica a la losa superior se resolvió mediante pernos conectadores. Con este fin, se ejecutaron en

el voladizo una serie de “ventanas” mediante la hidrodemolición de todo el canto de la losa que permitían alojar los pernos conectadores. Las ventanas tenían unas dimensiones de unos 2,00 m según el eje del puente y una anchura de 0,50 m en la dirección transversal. La separación entre ventanas era de unos 0,80 m lo que permitía que la disposición de pernos fuese constante a lo largo de todo el vano (figura 25).

La conexión de la platabanda inferior con la tabla inferior de las vigas prefabricadas se realizó nuevamente con pernos, pero, en este caso, se ejecutaron taladros con corona de diamante en la viga para poder alojarlos. Para poder ejecutar los taladros con seguridad, se realizó un replanteo preciso de las vainas del pretensado longitudinal para garantizar que no se dañaban (figura 26).

Dada la dificultad para asegurar que los pernos pudiesen ser soldados en taller en la posición correcta debido a las reducidas tolerancias de montaje, se optó por soldar los pernos de la platabanda inferior *in situ* mediante equipo de soldadura de pernos con pistola.

Una vez ejecutadas las ventanas en la losa superior y los taladros en la losa inferior para alojar los pernos se estaba en disposición de proceder al montaje del refuerzo metálico.

Al tratarse de un refuerzo de un puente existente, no resultó posible el montaje convencional de las vigas metálicas directamente con grúa. Por ello, hubo que diseñar unos útiles especiales que permitiesen coger las dovelas y desplazarlas por debajo del voladizo hasta su posición final (figura 27, 28 y 29).

Una vez situadas en la posición definitiva y ajustadas a la estructura existente, las dovelas se fijaron al tablero de hormigón mediante anclajes provisionales de forma que se pudiesen liberar los útiles de montaje.



Figura 23. Dovelas sobre la plataforma listas para su montaje.



Figura 24. Modelo geométrico 3D del puente existente.



Figura 25. Vista en planta de la estructura con las ventanas ejecutadas en los voladizos para alojar los pernos conectadores de la platabanda superior.



Figura 26. Vista inferior del tablero con las ventanas en el voladizo y los taladros en la losa inferior para alojar los pernos de conexión.



Figura 27. Dovela sobre los útiles de izado diseñados para el montaje.



Figura 28. Montaje de dovelas.



Figura 29. Montaje de dovelas.



Figura 30. Hormigonado de las ventanas ejecutadas en los voladizos para alojar la conexión superior.

Situada la dovela en posición, se procedió a soldar ambos extremos a las dovelas cero que habían sido previamente montadas y ya descansaban sobre los nuevos aparatos de apoyo.

Los pernos de la platabanda inferior tenían que ser soldados in situ desde el interior del cajón, como se ha indicado. Una vez soldados, los taladros se rellenaban con un grout sin retracción.

A continuación, se rellenó la interfase alma de hormigón – alma metálica con una lechada de cemento que, si bien no tenían un fin estructural en sí mismo, aseguraba que no entrase agua u otro tipo de elementos, garantizando la durabilidad de la estructura.

Finalmente se procedió al hormigonado de las ventanas de la losa superior con los pernos conectadores (figura 30).



Figura 31. Taladros en la pila en "V" para alojar los pernos.



Figura 32. Montaje del forro metálico en pilas en V.



Figura 33. Vista de las pilas en V.



Figura 34. Vista del nudo de las pilas en V.

4.5. Montaje de nudo dintel-pilas en "V"

El viaducto cuenta con dos pilas en forma de "V" conectadas monolíticamente con el tablero. En estas pilas no era posible realizar el procedimiento de transmisión de cargas del tablero a la subestructura según el procedimiento diseñado para las pilas convencionales. La solución propuesta consistió en transmitir la carga del tablero a la pila de hormigón por rasante, disponiendo una chapa adosada a las pilas en "V" y conectándola con pernos. De esta manera, se garantizaba la transferencia de carga, y se realizaba un refuerzo de la sección.

Para alojar los pernos se realizaron taladros a lo largo de toda la pila. Posteriormente, con el uso de un dron se replantearon todos los agujeros para poder soldar en taller los pernos con la precisión requerida, dada la reducida tolerancia de montaje (figura 31).

El forro metálico de las pilas en "V" se montó con los mismos útiles utilizados para el montaje de las dovelas de vano. En este caso se soldaron unos bastidores a las piezas con el fin de rigidizarlas durante el montaje y de dotar a la pieza de un punto para el izado (figura 32).

Una vez en posición se soldó la chapa principal a la platibanda inferior de la dovela cero de dichas pilas. Asimismo, se dio continuidad a los rigidizadores de las dovelas cero a lo largo de dichas piezas (figuras 33 y 34).

Por último, se rellenaron todos los agujeros de los pernos y la interfase entre la pila de hormigón y la chapa metálica con un mortero fluido.

La figura 35 muestra el estado final del puente en el que, como se puede observar, se ha conseguido mantener la estética

formal de la estructura, siendo este uno de los objetivos fundamentales de la intervención.

4.6. Relación de participantes

- **Propiedad:** Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. Dirección General de Carreteras. Subdirección General de Conservación.
- **Dirección de obra:** Demarcación de Carreteras del Estado en Castilla y León Occidental. Unidad de Carreteras del Estado en Zamora.
- **Director de las obras:** Javier Largo Maeso (Jefe de la Unidad de Carreteras del Estado en Zamora)
- **Constructora:** COLLOSA:
 - Eduardo Vara Pazos (Director de conservación de carreteras)
 - Álvaro García Martín (Jefe de obra)
- **Inspección, diagnóstico, diseño de solución de reparación y asistencia técnica especializada:** IDEAM S.A.:
 - Francisco Millanes Mato
 - Luis Matute Rubio
 - Ignacio Pulido Sánchez
 - Enrique Bordó Bujalance
 - Santiago Salas Fernández-Polanco
 - Carlos Jiménez Solanas
 - Fu Lei Zhou
 - Alberto Marino Tostón



Figura 35. Vista del nuevo puente mixto tras las obras de reparación.

Referencias

- [1] Martínez J. (1995) Ampliación de las luces de 15 pasos superiores continuos postesados, para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la autopista A-7 Barcelona-La Junquera. Tramo Hostalric-Maçanet. *Hormigón y Acero*, 46(196):133-146.
- [2] Martínez J., Ladron de Guevara G. (2003) Ampliaciones de luces de pasos superiores de autopistas existentes. Solucion aplicada en la autopista A-7 (by-pass) Valencia.,” II Congreso ACHE.
- [3] Martínez J., Ceriani L. (2008) “Estación de Sants en Barcelona – grandes dinteles de apeo para eliminación de soportes entre vías”. IV Congreso ACHE.



GRUPOamper
Proes

Ingeniería para el futuro



Autopista LBJ Express - Dallas

www.grupoamper.com/proes

Criterios de proyecto para la ampliación significativa del ancho de plataforma de puentes existentes. Ejemplos de aplicación a casos reales de puentes de gran luz

Design Criteria for the Significant Widening of the Platform of Existing Bridges. Case Studies of Real Long Span Bridges

José M^a de Villar Luengo^a, José M. Simón-Talero Muñoz^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA S.L., Madrid, España.

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA S.L., Madrid, España. / UPM, España

Recibido el 3 de diciembre de 2020; aceptado el 9 de marzo de 2021

RESUMEN

La ampliación significativa de anchura del tablero de un puente o el aumento de su capacidad portante son actuaciones de envergadura que requieren un análisis cuidadoso en el que, por lo general, se utilizan potentes medios de cálculo y modelos evolutivos que replican las diferentes fases de construcción. Sin embargo, antes de encender el ordenador hay que tener claro para qué.

Se diserta en este artículo sobre los criterios de proyecto que deben guiar la definición de estas actuaciones de ampliación o mejora estructural. Se incluye también la presentación de cuatro ejemplos de puentes de más de 150 m de luz principal ampliados últimamente en España. Se presentan los citados criterios de proyecto empleados, los esquemas resistentes elegidos y sus correspondientes “camino de carga” y, por último, algunas particularidades de los modelos de cálculo utilizados.

PALABRAS CLAVE: Ampliación, rehabilitación, refuerzo, pretensado exterior, hormigón ligero, puente, voladizos sucesivos, atirantado.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

A bridge deck widening or its retrofitting to increase the load capacity are activities that require a careful analysis and usually the use of powerful calculations tools and evolutive structural models to properly define the selected sequence of construction.

This paper is presenting the basis of design to be used as guidelines of the design of the widening or strengthening of major bridges. It is also included the presentation of four examples of widenings of bridges having 150 m main span length, recently constructed in Spain. The said basis of design, the selected structural scheme and related load paths and some particular properties of the structural models used for the calculations are presented.

KEYWORDS: Widening, rehabilitation, retrofitting, strengthening, external prestressing, lightweight concrete, bridge, balanced cantilever bridge, cable stayed bridges.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

1. PRINCIPIOS GENERALES

Buckland [1], [2] enunció algunos principios generales que, a su juicio, debían servir de guía cuando se trata de incrementar

la capacidad portante de un puente en servicio o de proceder a una ampliación significativa de su capacidad. Estos criterios básicos de actuación que, en nuestra opinión siguen plenamente vigentes, se pueden resumir en las siguientes recomendaciones (traducción más o menos literal del original):

- Conozca, lo más ajustadamente posible que pueda, el estado tensional actual del puente; para ello, siga el método de

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / email: jsimontalero@torroja.es (José M. Simón-Talero)

- inspección-análisis en el que se comparan los resultados de una inspección realizada al puente con un modelo numérico que se utiliza para explicar las diferencias encontradas entre ambos modelos o para tenerlas en cuenta posteriormente.
- Obtenga, lo más aproximado que pueda, los valores y efectos del peso propio y de la carga permanente.
 - Defina los valores de los coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de la resistencia. Para ello utilice métodos probabilísticos, casos precedentes y el sentido común.
 - Procure que el peso de lo que añada sea lo más liviano que pueda. Si es posible o necesario, sustituya elementos existentes por otros de peso más ligero.
 - Examine la posibilidad de modificar los “esquemas estructurales” (*load paths*) o, en su defecto, trate de minimizar la cantidad de refuerzos a ejecutar.
 - Recuerde que los trabajos son realizados, a menudo, con ocupaciones temporales de reducida duración: la “constructibilidad” es un elemento clave (*key point*) en estas operaciones.
 - Piense y resuelva primero todo lo relativo a las acciones gravitatorias, pero luego considere mejorar - y no empeorar – el comportamiento del puente frente a las acciones de viento y sísmicas.
 - Aproveche y mejore las condiciones del puente con vistas a su mantenimiento y conservación.
 - Por último, ENCIENDA EL ORDENADOR: el análisis puede ser sofisticado y complejo, pero debe ser siervo del diseño, y no al contrario, que sea el que lo dirija y justifique.

A estos principios generales que, como se ha dicho, siguen plenamente vigentes, convendría añadir, a nuestro juicio, estas consideraciones adicionales:

- No se olvide de las situaciones temporales durante la construcción, en especial de su estabilidad, ni de los medios auxiliares a emplear y sus efectos, que pueden invalidar la solución propuesta.
- Considere con sentido estructural () y con cierta precaución los repartos de esfuerzos o cargas entre elementos existentes y nuevos.
- Tenga en cuenta la historia de cargas y los posibles repartos de carga no elásticos, si es que puedan ser permitidos.

2. ESTRATEGIAS DE AMPLIACION

Cuando se planea ampliar la anchura de una cierta vía que pasa sobre una estructura en uso y se decide no demoler la estructura existente y sustituirla por otra nueva sino aprovechar, de alguna manera, la antigua, se plantean las siguientes posibilidades, que no son excluyentes unas de otras:

- I. Reforzar la estructura existente para que sea capaz de soportar los esfuerzos adicionales que genera la ampliación.
- II. Añadir nuevos elementos a la estructura existente de forma que “ayuden” a la existente, repartándose los esfuerzos que se generan en la nueva situación.
- III. Sustituir “de facto” la estructura existente por otra nueva que recoja el peso de la existente y también las nuevas cargas añadidas.

- IV. Añadir una nueva estructura “adosada” de alguna manera a la existente que recoja las nuevas cargas y que funcione de forma más o menos independiente de la existente.

La decisión de adoptar uno u otro depende de múltiples factores sin que se pueda decir, a priori, que uno de ellos sea claramente más conveniente que otro. En general, si se puede decir que, en casi todos los casos, se dan dos circunstancias comunes:

- La estructura existente colabora, en mayor o menor medida, a soportar las cargas de la situación final.
- Al final, resulta necesario reforzar algunas zonas o elementos de la estructura original, aunque se construya otra nueva que soporte la mayor parte de la nueva carga.

En España se han realizado en estos primeros años del siglo XXI cuatro actuaciones de ampliación significativa del ancho del tablero de un puente de gran luz:

- Viaducto de San Pedro.
Tablero continuo construido por voladizos sucesivos de luz tipo de 150 m; ampliación de 12.0 a 23.6 m de anchura.
- Puente de Los Santos.
Tablero continuo construido por voladizos sucesivos de luz central de 150 m; ampliación de 12.0 a 24.6 m de anchura.
- Puente de Rande.
Puente atirantado de 400 m de luz central; ampliación de 2x7.1 m sobre los 23.4 m originales.
- Puente del Centenario.
Puente atirantado de 256 m de luz central; ampliación de un carril sobre los 22 m originales en primera fase y de 2+2 carriles en segunda fase, cuya ejecución se prevé iniciar en 2021.

Se encuentra a continuación una breve presentación de las cuatro actuaciones citadas, que luego se utilizarán en apartados posteriores de este artículo, para desarrollar algunos aspectos estructurales y las correspondientes bases de proyecto que sirvieron para su análisis.

a) *Viaducto de San Pedro de la Ribera*¹ y *puente de Los Santos*²

En la primera década del siglo XXI se decidió ampliar la plataforma de los viaductos de San Pedro de la Ribera y de Los Santos, situados en Asturias y Galicia. Ambos puentes, que fueron construidos en la década final del siglo XX (en 1994 se abrió al tráfico el viaducto de San Pedro), son de hormigón pretensado y fueron construidos con el método de los voladizos sucesivos; su luz principal es de 150 m y su anchura original de unos 12 m, que debía incrementarse hasta los 23-24 m de anchura. Es de destacar que, además, el viaducto de San Pedro de la Ribera es curvo y de unos 100 m de altura de pilas (figuras 1 y 2).

La decisión de proyecto fue, en esencia, mantener el tablero actual pero incrementar su capacidad portante mediante la adición de ciertos elementos longitudinales - núcleos mixtos hormigón-acero y pretensado exterior - que, colaborando con la estructura existente, permitieran

1 Proyecto de TORROJA INGENIERÍA.

2 Proyecto de FHECOR.



Figura 1. Viaducto de San Pedro de la Ribera.

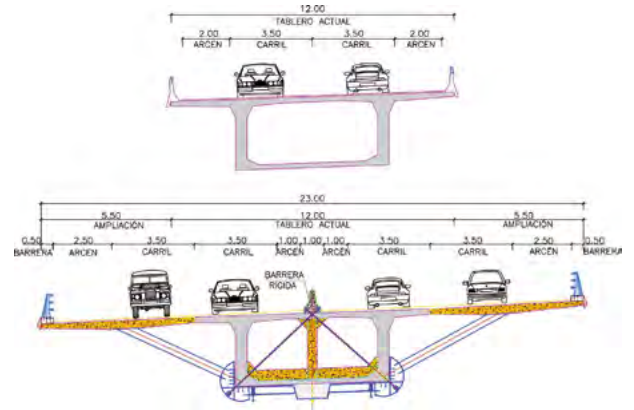


Figura 2. Viaducto de San Pedro de la Ribera. Sección tipo (TORROJA INGENIERIA).

dicha ampliación [3], [4], [5]. Además, se dotó a la sección transversal de un mecanismo de bielas-tirante que cambió el esquema estructural de la flexión transversal. Es decir, se adoptó la estrategia i+ii mencionadas en la que la estructura existente se complementa con nuevos elementos para conseguir el necesario incremento de su capacidad portante [6].

El puente de Los Santos es similar al viaducto de San Pedro de la Ribera. Tiene 3 vamos de 150 m de luz, 12 m de anchura de tablero original y fue también construido por voladizos sucesivos, habiéndose aumentado su ancho hasta 24.6 m con una técnica similar a la empleada en el viaducto de San Pedro (figuras 3 y 4).



Figura 3. Puente de Los Santos. (FHECOR).

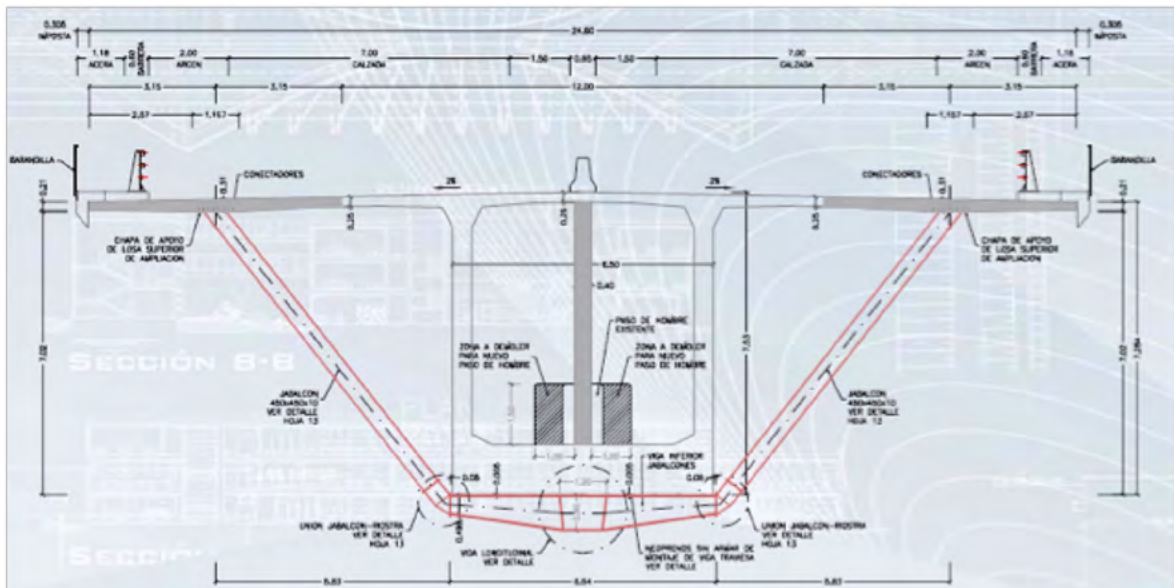


Figura 4. Puente de Los Santos. Sección tipo (FHECOR)



Figura 5. Puente de Rande.

b) Puente de Rande³

En 1977-1978 finalizó la construcción del puente de Rande que con 400 m de luz central era el mayor de España. En 2015 se adjudicó la obra para ampliar la plataforma original de 23.46 m de anchura con 2 carriles adicionales (figura 5).

Para conseguirlo se decidió suplementar la estructura existente añadiendo sendas nuevas estructuras en los laterales del tablero (figura 6). Estos nuevos “tableros” se soportan con nuevos tirantes que se anclan en la coronación de las torres existentes, que se refuerzan con un elemento metálico en su cabeza. Es decir, se adopta un esquema tipo IV para el tablero (adición de una nueva estructura) y tipo II para las torres (suplemento en las torres existentes) [7], [8] [9].

c) Puente del Centenario⁴

En 2021 se acometerá la sustitución de los tirantes del puente del Centenario en Sevilla. Se trata de un puente atirantado, cuya construcción finalizó en 1991, de 256 m

de luz y 22 m de ancho de plataforma, cuyo tablero es de hormigón prefabricado (figura 7).

Está previsto que, además de cambiar los tirantes, se aproveche para realizar la ampliación de la plataforma desde los 5 carriles existentes a 6, en primera fase (figura 8), y a 10, en una segunda y definitiva fase. La actuación propuesta consiste en retirar los tirantes existentes, previa colocación de unos nuevos que transmiten la carga a unos nuevos fustes que se adosan y trabajan conjuntamente a los pilares que conforman las torres originales del puente. Es decir, el criterio de proyecto es, básicamente, el correspondiente al denominado tipo III+IV (sustitución de la estructura original) puesto que se quitan los tirantes originales y se añaden nuevos, y se dispone una nueva estructura metálica que soporta el tablero de hormigón existente y transfiere su carga a los nuevos tirantes, aunque también se emplea el esquema II en lo que concierne a las torres en que se comparte resistencia entre los fustes nuevos y los antiguos.

3 Proyecto de MC-2 y Manuel Juliá.

4 Proyecto de FHECOR+IDEAM, ejecución de la obra en licitación.

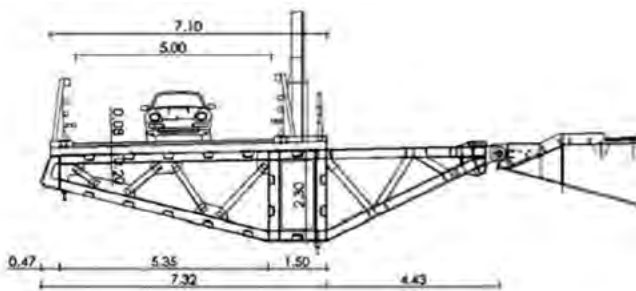


Figura 6. Puente de Rande. Sección tipo de la ampliación (MC-2 y Manuel Juliá).



Figura 7. Puente del Centenario. Sustitución de tirantes (FHECOR-IDEAM).

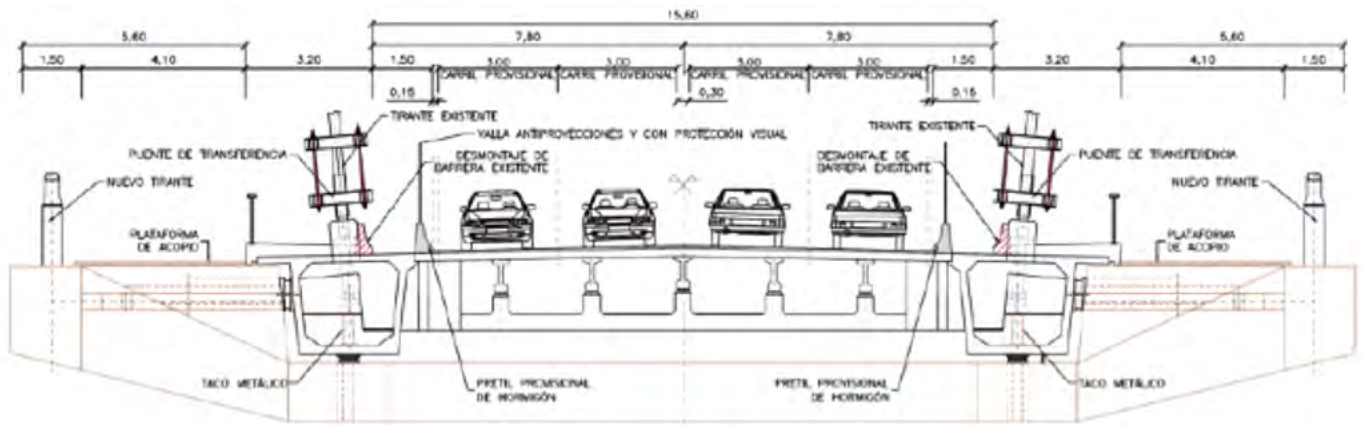


Figura 8. Puente del Centenario. Sustitución de tirantes - Sección tipo 1ª fase (FHECOR-IDEAM).

3. CRITERIOS DE PROYECTO

A continuación, se pasa revista a algunos criterios de proyecto que, a nuestro juicio, se deben seguir para acometer correctamente (y con “sentido ingenieril”) el proyecto de ampliación o de mejora de la capacidad portante de puentes de cierta envergadura. Esta exposición se ayuda con la aplicación práctica que, de cada uno de dichos criterios, se ha hecho en el proyecto de los cuatro puentes ya citados. Entre estas bases de proyecto se destacan las siguientes, que son las que se desarrollan después:

- Conocimiento del estado tensional previo a la actuación de mejora o ampliación.
- Determinación y caracterización de las acciones a considerar.
- Definición de los coeficientes de mayoración de cargas y de minoración de las resistencias a utilizar.
- Elección del modelo de cálculo a emplear. Necesidad generalizada de que sea un modelo evolutivo.
- Criterios para el análisis del reparto de esfuerzos entre elementos existentes y de nueva construcción.
- Definición de las comprobaciones de validación a realizar (ELS y ELU).
- Análisis de las fases constructivas relevantes.

3.1. Evaluación del estado tensional inicial (Estado 0)

El conocimiento del estado tensional de la estructura antes de acometer las tareas de ampliación o mejora es imprescindible, como resulta obvio. Sin embargo, el llegar a conocer con cierta exactitud dicho estado es, habitualmente, difícil. Dado que se habla de puentes de envergadura, suelen existir documentos del proyecto y planos as built, por lo que la disponibilidad de documentación que defina la obra original no suele ser un problema.

Sin embargo, el estado tensional de un puente depende en muchos casos de la secuencia constructiva seguida durante su construcción que, muchas veces, es mucho más difícil de conocer con cierta exactitud. Desde luego, se debe desarrollar un modelo estructural que recoja con suficiente nivel de definición la estructura original; así, deberá incorporar no solo la

geometría sino también el pretensado, en caso de que exista. También se deberá incorporar al modelo el proceso de ejecución con que se construyó. A título de ejemplo:

- El estado tensional de una cierta sección de un puente construido por voladizos sucesivos no es el mismo que si se hubiera construido por fases sucesivas.
- El estado del tablero, de la torre y de los propios tirantes de un puente atirantado depende del proceso seguido para su construcción y, en mucha medida, de las cargas que se dieran a los tirantes en cada fase de construcción.

Aun así, en muchos casos persiste la incertidumbre en la caracterización del Estado 0 si solo nos basamos en un modelo teórico. Por eso, es muy conveniente realizar alguna toma de datos in situ que nos permita contrastar/validar/ajustar los resultados del modelo al estado real de la estructura. Así, por ejemplo:

- En puentes de hormigón pretensado o metálicos se puede realizar algún ensayo de liberación de tensiones en puntos representativos del tablero que permitan conocer las tensiones existentes en dichos puntos.
- En puentes atirantados se puede (debe) realizar un pesaje de los tirantes que permitirá conocer la carga en ellos. Habrá que ajustar el modelo de cálculo para tener, en todos los tirantes, una carga similar a la carga medida en el pesaje. Hay que destacar que así se consigue saber las cargas en los tirantes, información valiosa para evaluar el estado del tablero que, sin embargo, tiene más incertidumbre en su determinación porque depende del proceso de tesado que se siguió en el momento de su construcción (al que es muy sensible en general, dada la flexibilidad que tienen los tableros de este tipo de puentes) y no solo del estado actual de cargas en los tirantes.
- En puentes muy sensibles a la deformación del hormigón, se pueden extraer testigos para caracterizar su módulo de elasticidad de forma directa, mejor que de forma indirecta basándose en su resistencia.
- Siempre es recomendable realizar una nivelación de la estructura antes de comenzar los trabajos. Si se va a proceder, previamente a la ampliación, a la retirada de algunos elementos del puente (pavimento, barreras, demolición de aceras o de voladizos transversales, ...) es muy

conveniente volver a realizar una nivelación del tablero para contrastar las flechas que se produzcan con las esperadas en el cálculo.

Otro aspecto a tener en cuenta es la fluencia del hormigón que modifica y redistribuye a lo largo del tiempo los esfuerzos en puentes hiperestáticos. Así, no se puede olvidar, por ejemplo, que en puentes de voladizos la situación tensional de las secciones de pila a tiempo “infinito” mejora con respecto a las de tiempo “cero” (excepto para lo que corresponde a las pérdidas de pretensado) y ocurre lo contrario en las secciones de centro de vano. Por eso, en puentes de hormigón pretensado, hay que tener en cuenta el factor tiempo a la hora de determinar los esfuerzos y tensiones del Estado 0.

3.2. Caracterización de las acciones a considerar

El peso propio y el resto de carga permanente de la estructura existente son componentes intrínsecos del Estado 0 que, por tanto, deben ser conocidos con el mayor grado de precisión que se pueda. En cuanto al peso de los nuevos materiales que se empleen en la ampliación, la máxima es que sean lo más ligeros posibles. En este sentido las ampliaciones con estructura metálica son muy a tener en cuenta, sin que se deba olvidar su mayor deformabilidad, lo que puede resultar en repartos de carga inasumibles. En lo que respecta al hormigón, suele ser conveniente examinar la posibilidad de emplear hormigones fabricados con áridos ligeros (arlitita); a este respecto hay que considerar que, aunque el peso específico que se puede alcanzar con ellos es verdad que puede llegar a ser tan bajo como 14 kN/m³, no conviene considerar menos de 18-20 kN/m³ porque por debajo de este valor la trabajabilidad de estos hormigones es muy dificultosa.

Del pretensado y de las cargas en tirantes ya se ha hablado en el apartado anterior.

Las sobrecargas de uso merecen una consideración específica y diferente según se trate de fases de obra o de puesta en servicio de la obra ya ampliada. Durante la construcción se producen situaciones temporales en que algunos elementos de la estructura pueden estar comprometidos o pueden ser determinantes en el cálculo. Además, durante la construcción se puede tener un cierto control del tráfico que discurre por el puente simultáneamente a las labores de ampliación y, generalmente, con una reducción de carriles relevante. Por estos motivos, se deben definir claramente en el proyecto de ampliación las cargas que se consideren en el cálculo de estas fases. Estas cargas de uso deben ser realistas y compatibles con las condiciones de mantenimiento del tráfico que acepte la autoridad responsable y con las condiciones de ocupación de espacio que se produzcan en cada fase de construcción.

Otra cuestión diferente, pero no baladí, es la situación que se produce en el caso de que las sobrecargas de uso a considerar hayan variado con respecto a las que se empleó en el proyecto inicial de la obra. En tal caso, se debe llevar a cabo la comprobación de los elementos estructurales existentes bajo el efecto de las nuevas cargas de uso, que, generalmente son mayores que las originales lo cual lleva a que sea habitual tener que reforzar la estructura existente. A veces, al realizar los cálculos correspondientes con métodos convencionales se llega a resultados que implican la potencial ejecución de refuerzos

que son complicados de ejecutar, muy onerosos, o ambas cosas a la vez. En tales casos se deben emplear métodos de cálculo más sofisticados y herramientas estadísticas que permitan valorar más ajustadamente el valor de las cargas a considerar y los correspondientes coeficientes de seguridad para alcanzar, sin sobrecostes o complicaciones de ejecución, el nivel de fiabilidad correcto. Es de destacar, además, que siempre que se evalúen estructuras existentes se debe considerar correctamente la historia de cargas, de forma que se aplique cada carga sobre la estructura o fase estructural que corresponda; así, por ejemplo, el refuerzo no puede ser considerado como resistente para las cargas de peso propio de la estructura original, si se emplean cálculos elásticos. En muchos de estos puentes importantes la acción del viento resulta muchas veces determinante para la comprobación de los elementos de la subestructura. Por eso, es muy común que se hagan ensayos de túnel de viento para tratar de ajustar el valor de la carga a considerar en el cálculo. En particular, se suelen ajustar los valores de los “coeficientes de arrastre” o “de fuerza” que en las normativas de dimensionamiento suelen estar muy del lado de la seguridad.

Por último, hay que hacer mención a las cargas producidas por los medios auxiliares que se emplean en las diferentes fases de construcción. Es muy habitual que se utilicen carros de avance o de izado, cabestrantes, puentes-grúa cuyo peso ronde los 1 000 kN (100 T) que se sitúan en posiciones muy comprometidas y en fases en que el esquema resistente no es completo y que, por tanto, pueden ser dimensionantes para algunos elementos estructurales.

3.3. Coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencia de los materiales

Una vez ajustados los valores de las acciones a sus valores característicos o nominales, según corresponda, los coeficientes de mayoración de acciones propios del cálculo en ELU siguiendo el Método de los Estados Límite no tienen, en general, posibilidad de ser modificados ya que los valores adoptados en las Normas se corresponden con el nivel de fiabilidad requerido en ELU y son independientes de la edad de la estructura.

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales a emplear en los cálculos en ELU pueden ser diferentes de los que marcan las Normas para obra nueva. Si se realizan ensayos de caracterización de los materiales y de levantamiento de la geometría de los elementos estructurales se puede realizar un análisis probabilístico y adoptar coeficientes diferentes que mantengan el mismo nivel de fiabilidad requerido en las Normas.

Mención especial merece la caracterización del hormigón en dos aspectos. Por una parte, la obtención de la resistencia a compresión de testigos extraídos de la estructura depende mucho del tamaño del testigo y de los áridos, no siendo extraño que resulten valores de la resistencia estimada menores que los esperados al tener en cuenta adecuadamente este “efecto tamaño”; por el contrario, si es muy conveniente conocer la resistencia a tracción estimada del hormigón para acometer los cálculos tensionales en ELS. Por otra parte, no hay que olvidar que el valor de la resistencia a compresión del hormigón no tiene mucha influencia en la estimación de la resistencia a flexión, sino que son preponderantes otros factores como la cuantía y localización de la armadura.

En lo que se refiere a las estructuras metálicas sí es muy conveniente, en estructuras construidas con acero autopatinable, hacer un estudio de espesores para detectar posibles pérdidas por corrosión y adoptar en el cálculo espesores acordes con la medición efectuada; esto puede llevar a incrementos de la capacidad portante sobre la originalmente estimada (si la previsión de pérdida de espesor es menor que el sobre espesor dado en proyecto) o a reducciones de ella.

3.4. Modelo de cálculo evolutivo

El análisis de cualquier ampliación de un puente de cierta envergadura se debe realizar siempre empleando uno, o generalmente varios, modelos de cálculo que son siempre complejos, detallados y que deben reflejar correctamente las diferentes etapas constructivas del proceso. Es importante tener en cuenta las cargas que actúan en cada fase de construcción y sobre qué secciones resistentes lo hacen: por eso, el modelo de cálculo general debe ser “evolutivo”.

Además, es muy normal que haya que estudiar fenómenos locales, por ejemplo, en nudos o en conexiones de elementos nuevos a existentes. Es normal, por tanto, emplear también modelos locales para realizar estos estudios. Muchas veces son modelos de elementos finitos que muestran los “camino de las cargas” (*load paths*) y que sirven para estimar los repartos de cargas entre elementos o para analizar posibles concentraciones de tensiones de carácter relevante.

En el apartado siguiente de este documento se presentan algunos modelos de cálculo empleados en los proyectos de ampliación que ya se han mencionado.

3.5. Criterios para el análisis del reparto de esfuerzos entre elementos existentes y de nueva construcción

Como ya se ha comentado, en casi todas las actuaciones de ampliación hay algunos elementos del puente original y otros de nueva construcción que, a partir de un determinado momento, trabajan solidariamente. Es importante subrayar que este trabajo conjunto se produce solo a partir del momento en que se conectan ambos elementos y, por tanto, todas las cargas precedentes actúan sobre el elemento original; es decir, la colaboración del nuevo elemento es solo “parcial” ya que se produce solo para las cargas “nuevas” actuantes desde ese momento de conexión. Estas nuevas cargas también afectan al elemento original, sobrecargándole y pudiendo hacer que alcancen su límite resistente o funcional. Este es uno de los motivos por los que es muy importante tener en cuenta correctamente la conexión entre ambos elementos, tanto en su topología y dimensiones como en la forma y momento en que entra en carga.

En general, es habitual y recomendable emplear cálculo elástico para determinar el reparto de esfuerzos entre el elemento original y el nuevo. Si se emplean repartos elasto-plásticos o rígido-plásticos con redistribuciones totales o parciales de esfuerzos hay que asegurarse de que las fisuraciones que se producen en los elementos de hormigón bajo las cargas sin mayorar son admisibles, manteniendo la adecuada compatibilidad de deformaciones. Además, estos cálculos no elásticos serán solo válidos en ELU, debiéndose examinar también la “seguridad y durabilidad” en ELS, como se ha comentado. En el apartado siguiente de este documento se presentan algunos

ejemplos de reparto de esfuerzos empleados en los proyectos de ampliación que ya se han mencionado.

Según lo expuesto, es muy común que, en una primera aproximación, los resultados del cálculo muestren que algún elemento original alcance una situación inadmisibles bajo la acción de las nuevas cargas, aunque parte de ellas sea resistida por la nueva estructura. Por ello es muy común el aplicar una deformación impuesta a la estructura existente antes (o, a veces, después) de conectarla con la nueva que, a modo de, por así decirlo “pretensado”, descargue la estructura original antes de aplicarle nuevas cargas. Este es el caso, por ejemplo, de la ampliación de un puente atirantado en que se añaden tirantes nuevos para ayudar a soportar el incremento de cargas; muchas veces se da un tesado a estos tirantes que descarga a los existentes y al tablero y genera margen resistente suficiente para soportar el incremento de esfuerzos posterior.

3.6. Definición de las comprobaciones de validación a realizar (ELS y ELU)

Las comprobaciones de validación estructural a realizar en un proyecto de ampliación no pueden ser otras más que las mismas que indican las normas para obra nueva; es decir, se deben regir por el Método de los Estados Límite y deben incluir las comprobaciones en ELS y ELU que sean de aplicación y relevantes en cada caso. Eso sí, hay que tener en cuenta correctamente las particularidades que la coexistencia de elementos portantes antiguos y nuevos supone y que el proceso de construcción evolutivo impone. A continuación, se presentan algunas breves consideraciones sobre algunos de estos aspectos particulares del cálculo.

a) Elementos de hormigón

- En ELS se deben limitar las tensiones y/o fisuraciones durante la construcción, pero teniendo en cuenta también el estado tensional final. Así, si una zona resultara comprimida en situación final se podrán, en general, aceptar tracciones o fisuraciones durante la construcción, puesto que luego se cerrarán dichas fisuras. Esto es válido siempre que, por supuesto, se verifiquen las condiciones de seguridad en ELU en todas las fases constructivas.
- Se puede emplear el método de biela-tirante para comprobar ciertas armaduras. En estos casos habrá que comprobar que la fisuración de esas zonas en ELS es admisible.
- Cuando se amplía la plataforma de un tablero se incrementan bastante las torsiones. El reparto de tensiones tangenciales o de rasantes que producen el cortante y la torsión combinados debe ser examinado con cautela, sobre todo en el caso de que se añada un alma a las ya existentes. Este cálculo se realiza, en general, en ELU y, por tanto, en régimen plástico, pero es aplicable el párrafo anterior y hay que comprobar también la fisuración de las almas en ELS.
- En el caso en que se refuerce un elemento existente con nuevas armaduras hay que comprobar qué deformaciones alcanzan estas nuevas barras para conocer si en ELU trabajan a su límite elástico, o no llegan a él.

b) Elementos metálicos

- En el dimensionamiento de las uniones hay que tener en cuenta correctamente las excentricidades locales que se puedan producir. Esto es común al proyecto de una obra

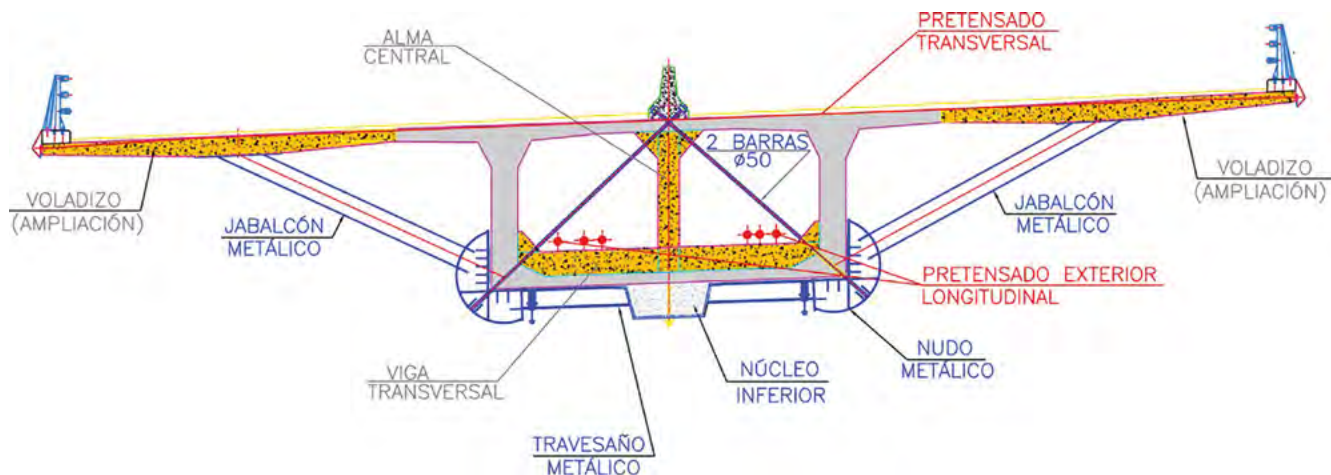


Figura 9. Viaducto de San Pedro de la Ribera. Sección tipo estructural.

nueva, pero requiere un análisis especial en las ampliaciones porque, dado que la geometría de la obra existente es dato, muchas veces no es posible conseguir uniones centradas.

- Se debe limitar la ejecución de soldaduras a elementos portantes principales existentes que estén en carga. Es preferible en estos casos realizar uniones atornilladas. Es de destacar que, en algunos países con tradición en la construcción de acero, este tipo de soldaduras está prohibido o, al menos, se define como poco recomendable y solo aceptable si no es posible realizar una unión atornillada.

c) Tirantes

- Las tensiones máximas en los tirantes se suelen limitar a valores próximos al 45% de fPU por temas de fatiga. Dado que la ejecución de la ampliación dura un tiempo limitado se puede realizar un estudio ad hoc para fijar cuales la máxima tensión permitida durante la fase de construcción.
- Para poder comprobar los tirantes se debe realizar un pesaje de ellos con identificación clara de a qué fase de construcción pertenece para conocer cuál es el estado inicial (Estado 0) tensional de cada tirante.

3.7. Análisis de las fases constructivas relevantes

Ya se ha hablado repetidamente en apartados anteriores de la necesidad de que el proyecto de ampliación contemple adecuadamente el proceso constructivo previsto. Para ello casi siempre es imprescindible emplear un modelo de la estructura evolutivo. Se llama la atención ahora sobre la necesidad de detectar cuales son las fases constructivas más importantes, para estudiarlas con el detalle que merecen. En general, se debe prestar especial atención a:

- Las fases iniciales de la ampliación en que todavía no se suelen haber dispuesto sistemas de refuerzo o nuevos elementos portantes y en los que, además, suelen actuar elementos auxiliares de gran peso.
- Las fases en que se conectan elementos portantes nuevos a otros existentes y se realizan transferencias de cargas de unos a otros.
- Las operaciones de demoliciones parciales de elementos

existentes y su posible afección a la capacidad portante local del elemento.

4. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Como ya se ha comentado, se han realizado en España en estos primeros años del siglo XXI (*) cuatro actuaciones de ampliación significativa del ancho del tablero de un puente de gran luz:

(*) Previsto que el proyecto de sustitución de tirantes del puente del Centenario sea ejecutado en 2021-2022)

- **Viaducto de San Pedro.**
Tablero continuo construido por voladizos sucesivos de luz tipo de 150 m; ampliación de 12.0 a 23.6 m de anchura.
- **Puente de Los Santos.**
Tablero continuo construido por voladizos sucesivos de luz central de 150 m; ampliación de 12.0 a 24.6 m de anchura.
- **Puente de Rande.**
Puente atirantado de 400 m de luz central; ampliación de 2x7.1 m sobre los 23.4 m originales.
- **Puente del Centenario.**
Puente atirantado de 256 m de luz central; ampliación de un carril sobre los 22 m originales en primera fase y de 2+2 carriles en segunda fase (previsto que el proyecto de sustitución de tirantes sea ejecutado en 2021-2022).

Se describe a continuación una somera presentación de las cuatro actuaciones citadas en la que se muestra, para cada caso, los criterios de proyecto empleados en cada uno de ellos y como se ha acometido el análisis estructural de algunos aspectos de las ampliaciones proyectadas.

4.1. Viaducto de San Pedro de la Ribera y puente de Los Santos

El viaducto de San Pedro de la Ribera es un puente continuo de 750 m de longitud de canto variable de hormigón preten-

sado construido con el método de los voladizos sucesivos. Sus 4 luces centrales tienen 150 m y su anchura original de unos 12 m, que fue ampliada hasta los 23.4 m de anchura. Es de destacar que, además, el viaducto de San Pedro de la Ribera es curvo y de unos 100 m de altura de pilas (figura 9).

Se describen a continuación algunos aspectos llamativos del proyecto de ampliación del viaducto de San Pedro de la Ribera⁵. No se incluye ninguna mención adicional al proyecto de ampliación del puente de Los Santos (elaborado por FHECOR) porque, en esencia, se resolvió de una forma bastante similar a la aplicada en el primer puente citado.



Figura 10. Viaducto de San Pedro de la Ribera. Vista inferior.

La solución adoptada fue reforzar el cajón del tablero existente para que admitiera la totalidad de las cargas debidas a la ampliación, sin recurrir a una estructura exterior. Los elementos básicos que constituían la ampliación y refuerzo del tablero y su función estructural se describen a continuación muy someramente:

- Sistemas de pretensado exterior longitudinal para mejorar la respuesta a flexión del tablero.
- Núcleos mixtos inferiores para aumentar la capacidad portante a flexión, tanto a momentos positivos como negativos.
- Travesaños metálicos que conectan el núcleo con los laterales.
- Alma central que mejora la resistencia a cortante.
- Jabalcones que soportan a compresión los forjados de ampliación.
- Diagonales interiores en el cajón que transmiten la carga de los jabalcones al alma central.
- Pretensado transversal en forjado superior.
- Vigas transversales en forjado inferior que actúan como puntales de compresión.

a) *Acciones consideradas. Cargas aplicadas*

Debido a los condicionantes tan restrictivos respecto a la subestructura, a la gran altura de pilas y a la ubicación del puente en un valle abierto próximo a la línea de costa, se consideró necesario la realización de ensayos en túnel de viento del tablero y las pilas. Se trataba de estimar con cier-

ta precisión la acción del viento sobre el puente, y compararla con los resultados obtenidos a partir de la formulación propuesta por la IAP. Así, se realizó en el Instituto Universitario de Microgravedad "Ignacio Da Riva", de la Universidad Politécnica de Madrid, la medida mediante ensayos en túnel aerodinámico de las cargas aerodinámicas sobre tablero y pilas del viaducto de San Pedro. Así, se pudo justificar la adopción de unos coeficientes de arrastre un 15-25% menores que los propugnados en las normativas.

En lo que respecta a los nuevos voladizos transversales se empleó para su construcción hormigón ligero. Después de probar diferentes dosificaciones de árido ligero con vistas a conocer su facilidad de puesta en obra se tomó un peso específico de 22 kN/m³.

b) *Modelos de cálculo.*

Era requisito de partida del proyecto el que no se tuviera que efectuar ningún refuerzo de las pilas existentes ni de las cimentaciones. Esto fue conseguido por dos motivos: uno, porque la situación dimensionante para las pilas era la de construcción en voladizo, lo cual daba cierto margen para soportar cargas adicionales; dos, porque se han empleado modelos de cálculo sofisticados para su comprobación. En particular, se empleó un modelo 3D de elementos tipo barra en los que se modelizaba también la armadura de los fustes para considerar así los fenómenos de 2º orden, de no linealidad mecánica y geométrica y de fisuración del hormigón. Además, para el estudio del encepado se empleó un modelo de elementos finitos que incluía la flexibilidad de los pilotes, para poder conocer el ancho eficaz en que era lícito contar como colaborante la armadura situada en las cercanías de cada pilote (figura 10).

Para el cálculo del tablero se empleó un modelo elástico 3D, realizándose un cálculo evolutivo incluyendo las fases de construcción del puente original. Así se tenían en cuenta los efectos de la fluencia y los que se producen en los diferentes esquemas estáticos en que se encuentra el puente en las diferentes fases de construcción

Para el cálculo de la flexión transversal, la distorsión en el cajón, desviadores, traviesas de pilas, esfuerzos en elementos transversales (diagonales, vigas transversales, puntales, jabalcones), así como para el estudio del reparto del cortante entre las tres almas para distintas hipótesis de carga, se utilizó un modelo de elementos finitos, que representaba un vano completo de 150 m e incluía las condiciones de empotramiento en pilas y de continuidad en vanos adyacentes, desviadores, pretensado transversal, y demás elementos resistentes de la ampliación (figura 11).

c) *Reparto de esfuerzos.*

Como ejemplo de los criterios de reparto de esfuerzos entre elementos estructurales existentes y nuevos se comenta a continuación el análisis efectuado para conocer la distribución de tensiones tangenciales entre las tres almas de la sección cajón (dos exteriores originales y la nueva central) y el análisis del mecanismo de transmisión de los momentos desde el tablero hacia el fuste de cada pila para confirmar la validez de dicha conexión.

c1) *Reparto del cortante y de la torsión entre almas. Mecanismos de flexión transversal.*

El refuerzo del cajón existente frente a esfuerzos cortantes se conforma con tres elementos diferentes: por

5 Elaborado por TORROJA INGENIERIA.

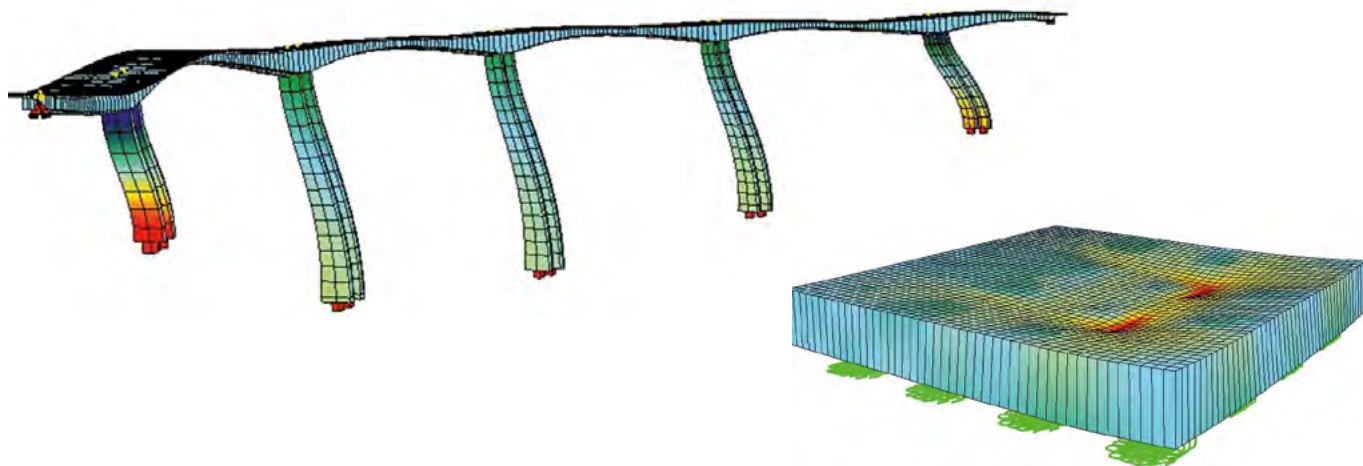


Figura 11. Viaducto de San Pedro de la Ribera. Modelo de la subestructura y de los encepados.

una parte se reducen los cortantes sobre el cajón mediante un pretensado exterior longitudinal que discurre por el interior del cajón disponiéndose cerca de la losa inferior en centros de vano y subiendo a las proximidades de la losa superior cuando se acerca a pilas, presentando unos quiebros que generan cortantes ascendentes sobre el tablero de hormigón; por otra, se añade un alma central, cosida, mediante barras verticales pretensadas, al forjado superior y a la losa inferior del cajón a través del núcleo metálico inferior, y por último, se dispone un sistema de diagonales, formado por series de 4 barras pretensadas de acero de alta resistencia, que se anclan inferiormente en sendos nudos metálicos situados fuera del cajón (adonde llegan los jабalcones metálicos), y superiormente en un tacón dispuesto al efecto en la losa superior del tablero, que posteriormente quedará embebido en la barrera central de hormigón.

El alma central se construye antes de añadir nuevas cargas a la estructura existente y, por tanto, solamente el peso propio del cajón mixto y del alma central se aplica directamente a las almas laterales. El resto de las cargas quedarán aplicadas al conjunto de las tres almas, con un determinado reparto, que se estudió con un modelo de elementos finitos. El objetivo final era el de transferir a esta alma central una parte significativa del esfuerzo cortante total, quedando así aliviadas las almas laterales y permitiendo que estas trabajasen, tanto para ELS como para ELU, en condiciones no peores que las actuales.

Además, el establecimiento del alma central colabora en otros aspectos estructurales: por una parte, alberga las barras pretensadas verticales que anclan el núcleo metálico inferior a la cabeza del cajón a efectos del rasante entre estos dos elementos; por otra parte, el alma central se utiliza para transferir a la parte superior del cajón las cargas transmitidas a su parte inferior por los jабalcones y travesaños que soportan los forjados de ampliación. Para ello se utilizan cuatro barras pretensadas verticales por travesaño, independientes de las barras de cortante antes comentadas, que actúan como barras de cuelgue de las cargas concentradas transmitidas por aquellos travesaños. Las barras diagonales cumplen la misión de, por

una parte, al ser tesadas, transferir parte de la carga de las almas laterales, descargándolas, al alma central de nueva ejecución, que está comprimida por las barras verticales tesadas; así se consigue transferir carga de cortante de las almas exteriores al alma central, “liberando” las almas exteriores existentes para que puedan resistir el torsor adicional que genera la ampliación de la plataforma. Por otro lado, estas diagonales recogen la fuerza vertical que producen los jабalcones en los nudos metálicos exteriores, al transmitir las cargas producidas por la nueva carga permanente y la sobrecarga de los nuevos voladizos transversales de ampliación. El esquema resistente transversal se completa con el tirante superior que surge en el forjado superior (figura 12), en el que se dispone un pretensado transversal con vainas planas para compensar las tracciones que se producen en el hormigón.

c2) Conexión del tablero a los fustes de pilas.

Las traviesas de pila existentes en el viaducto original estaban formadas por dos pantallas macizas de hormigón armado conformando, junto con el forjado inferior, una célula triangular. Sobre las mismas se ha realizado un macizado de hormigón, para acoger los anclajes de una de las familias de pretensado exterior dispuesto en el interior del cajón, y los quiebros en planta y en alzado de ambas familias, a su paso por las pilas. Adicionalmente, se ha reforzado la armadura de las pantallas originales por un doble motivo: por un lado, por el incremento de esfuerzos de desequilibrio en pila, al aumentar el ancho de la calzada y por tanto el peso propio y la sobrecarga (sobre todo en las pilas extremas 1 y 5, donde el desequilibrio es mayor), y por otro, para suplementar armadura cortada, al realizar los taladros necesarios para el paso de las familias de pretensado exterior.

Para el cálculo de la armadura a suplementar, se ha supuesto un doble mecanismo resistente en diafragma de pila: por un lado, un sistema biela-tirante en la célula triangular que recoge el momento de desequilibrio, y por otro un mecanismo de torsión, que provoca la aparición de cortantes en las almas laterales y central (figura 13). A partir del modelo de elementos finitos,

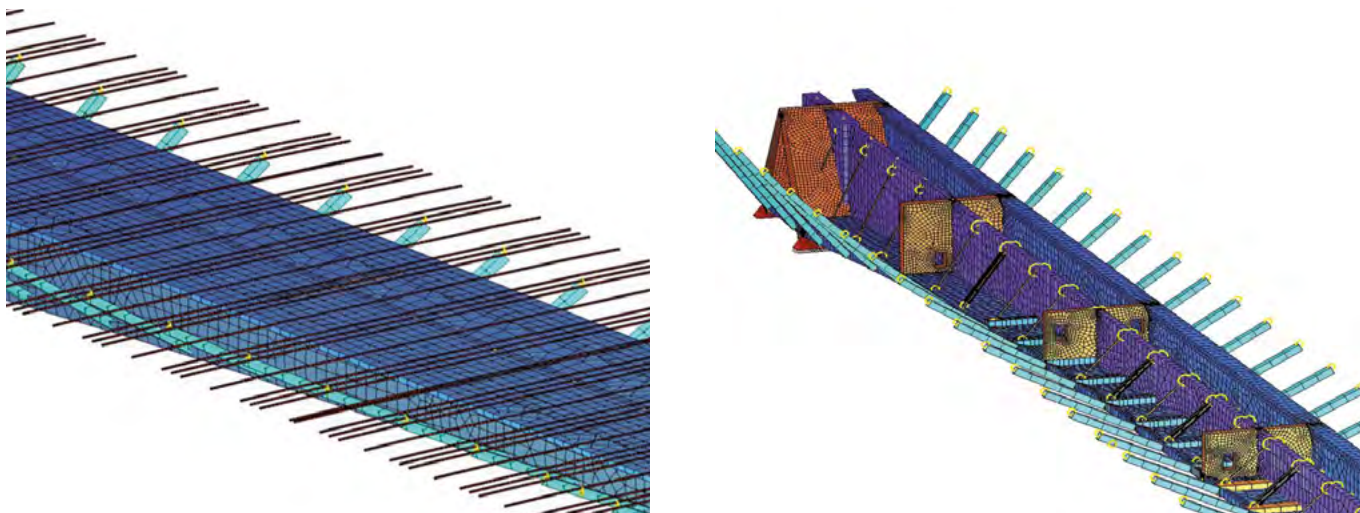


Figura 12. Viaducto de San Pedro de la Ribera. Modelo para el cálculo transversal.

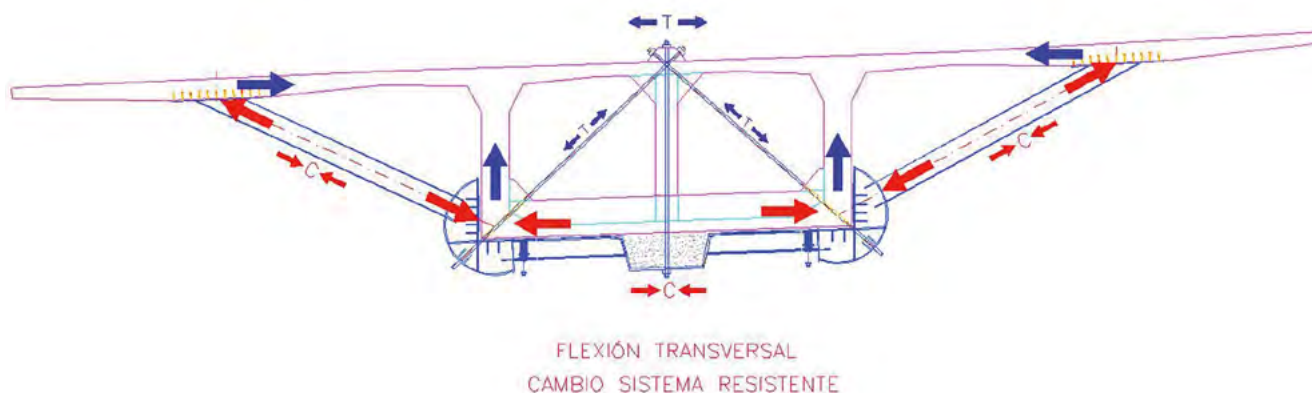


Figura 13. Viaducto de San Pedro de la Ribera. Mecanismo de flexión transversal.

por integración de tensiones resultantes para una carga uniforme, se dedujo que un 55%, aproximadamente, de la carga se resistía por el primer mecanismo, y un 45% por el segundo, que es un reparto usual para este tipo de elementos estructurales [7],[8].

4.2. Puente de Rande⁶

El puente de Rande se construyó a finales de 1970. Es un puente atirantado de 400 m de vano central y 23.46 m de anchura. En 2015 se ha procedido a la ampliación de su anchura suplementando la estructura existente con sendas nuevas estructuras en los laterales del tablero. Estos nuevos “tableros” se soportan con nuevos tirantes que se anclan en la coronación de las torres existentes. Para ello se dispone una nueva pieza metálica sobre la torre existente a la que se anclan los nuevos tirantes.

Uno de los principales criterios de proyecto de la ampliación fue mantener el mismo comportamiento estructural en el tablero existente una vez que la ampliación se hubiera realiza-

do; otro, fue el de que no se incrementaran los esfuerzos en los tirantes y en el tablero existente o, en su defecto, que dicho incremento fuera liviano y asumible, por supuesto. Para alcanzar ambas cosas había que conseguir minimizar la transferencia de cargas, fundamentalmente de flexión y compresión, de la ampliación a la estructura existente.

Este es uno de los motivos “estructurales” por el que se decidió que la plataforma de la ampliación fuera soportada por sendas estructuras laterales, una a cada lado del tablero existente, a las que se conectan nuevos tirantes que se anclaban en estos nuevos tableros. Para conseguir el objetivo de reducir la transferencia de carga al tablero existente se definió una conexión entre ambas estructuras mediante una rótula esférica que permitía el giro relativo entre ellas, pero transmitía axiles y cortantes.

El esquema estructural que resulta es peculiar y, a la vez, beneficioso para el tablero existente puesto que las cargas permanentes y las sobrecargas de uso del nuevo tablero lo descargan. En efecto, la acción de estas cargas en los nuevos tableros es excéntrica (figura 14) y genera una fuerza ascendente sobre el tablero existente que reduce su carga vertical y transfiere parte de la carga de los tirantes existentes a los nuevos. Aun

⁶ Proyecto redactado por MC-2 y Manuel Juliá.

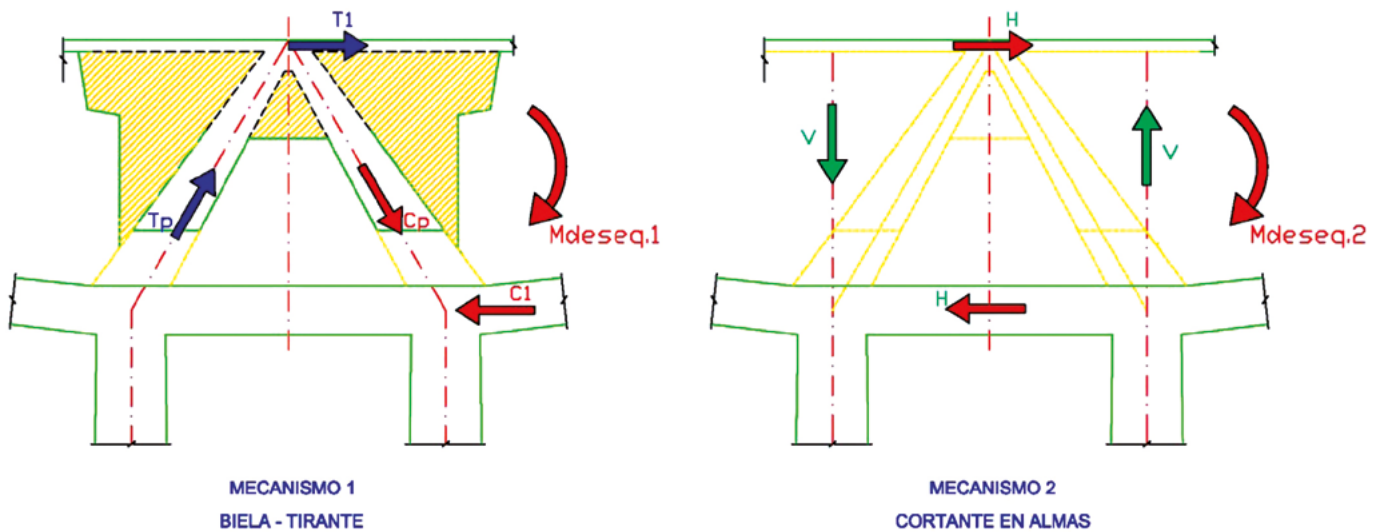


Figura 14. Viaducto de San Pedro de la Ribera. Conexión tablero-fuste de pila.

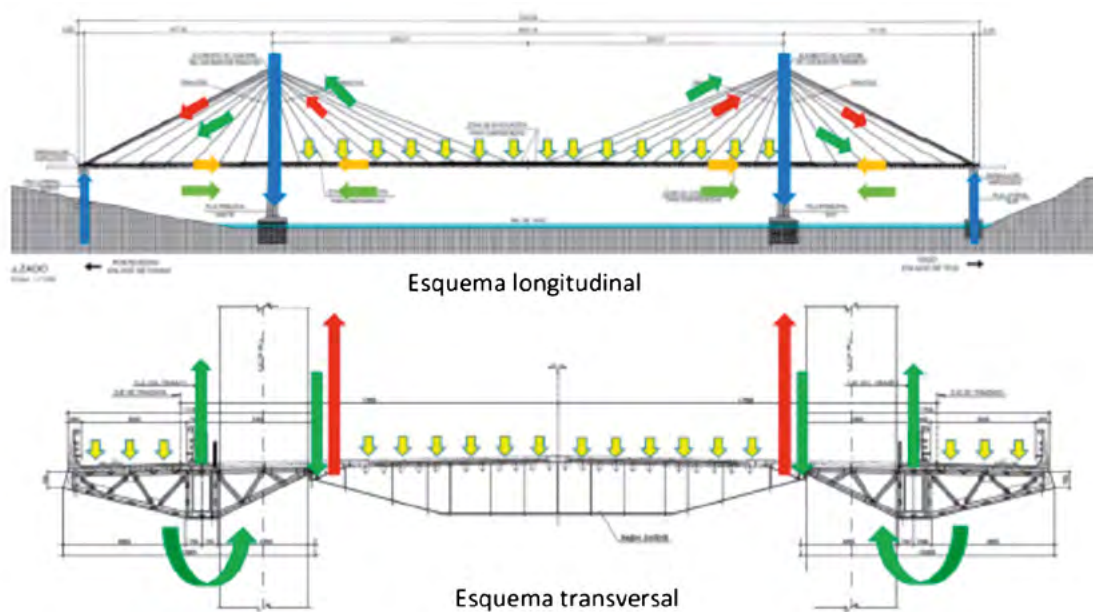


Figura 15. Puente de Rande. Esquema estructural.

así, se tuvo que proceder al refuerzo de algunas secciones del tablero que resultaban localmente algo más solicitadas.

Para afectar lo menos posible a las torres existentes se proyectó una estructura metálica que recibía los nuevos tirantes (figura 15). Así se conseguía no tener que ejecutar los nuevos anclajes de los nuevos tirantes en el antiguo pilono. La nueva estructura de acero se coloca sobre la torre existente a la que transmite sus cargas verticales mediante unos apoyos esféricos. Las cargas horizontales que provienen de las fuerzas longitudinales no equilibradas y de las transversales debidas al viento, por ejemplo, se transmiten mediante unos apoyos horizontales situados unos 11 m por debajo de los apoyos verticales referidos.

Para la validación de los elementos estructurales se empleó un modelo evolutivo que contemplaba 269 fases de construcción, incluidas las de ejecución del puente original, para así poder evaluar con suficiente aproximación las cargas en los tiran-

tes y poder definir correctamente los tesados a dar en cada fase.

Para verificar la validez del tablero existente se consideró la contribución elastoplástica de los materiales y se realizaron cálculos no lineales considerando no linealidades geométricas y mecánicas.

Por último, hay que resaltar que, para la valoración del efecto del viento sobre la estructura se ha empleado un túnel de viento, sobre todo para conocer la potencial incidencia de algún fenómeno aeroelástico.

4.3. Puente del Centenario⁷

El puente del Centenario en Sevilla es un puente atirantado construido en 1991, de 256 m de luz y 22 m de ancho de pla-

⁷ Proyecto elaborado por FHECOR-IDEAM.



Figura 16. Puente de Rande. Recrecido de la torre.

taforma, cuyo tablero es de hormigón prefabricado. En 2021 se acometerá la Sustitución de los tirantes. Está previsto que, además de cambiar los tirantes, se aproveche para realizar la ampliación de la plataforma desde los 5 carriles existentes a 6, en primera fase, y a 10, en una segunda y definitiva fase. La actuación propuesta consiste en retirar los tirantes existentes, previa colocación de unos nuevos que transmiten la carga a unos nuevos fustes que se adosan y trabajan conjuntamente a los pilares que conforman las torres originales del puente. También se propone la mejora del terreno de cimentación para que soporte adecuadamente las cargas de los nuevos elementos adicionales que se propone construir.

El principal criterio que guía el proyecto es el de no sobrepasar en ningún elemento existente del puente el estado tensional generado en la configuración actual. Esto es así por dos motivos: porque la actuación “madre” de toda la obra es la retirada de los tirantes existentes que ya son obsoletos; y porque el tablero existente es de dovelas prefabricadas con juntas secas y, por tanto, no puede admitir la potencial aparición de tracciones, aunque fueran mínimas.

Para tratar de evitar la aparición de sobrecargas en los elementos portantes existentes se eligió la secuencia de construcción que se presenta de forma resumida e indicativa a continuación:

- Mejora del terreno bajo las cimentaciones de los pilonos existentes.

- Construcción de unos nuevos fustes adosados a los existentes en los que se anclarán los nuevos tirantes al llegar a la torre.
- Retirada de barreras, aceras y pavimentos y así descargar el tablero existente.
- Colocación y tesado de unos tirantes provisionales que se anclan en los nuevos fustes y en el tablero existente.
- Colocación de las nuevas piezas metálicas del tablero y colocación y tesado de los nuevos tirantes anclados en el nuevo tablero y en los nuevos fustes de las torres.
- Retesado de tirantes nuevos y destesado y retirada de los antiguos.
- Colocación de la carga muerta y retesado final de los nuevos tirantes.

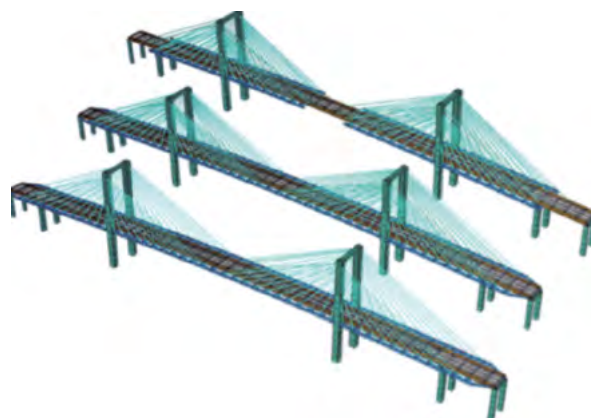


Figura 17. Puente del Centenario. Modelos estructurales.

Las 141 fases de construcción en que se representó la secuencia constructiva seleccionada fueron modelizadas con modelos de modelos de barras y cables que representan los elementos estructurales del puente: dovelas pretensadas, pilonos, riostras, costillas y tirantes (figuras 16 y 17). Las vigas pretensas longitudinales que apoyan en las riostras transversales no se consideran más que a efectos de carga muerta, por no contribuir al comportamiento global del tablero. Se ha modelizado la geometría real de los elementos existentes, así como la de los nuevos elementos. Para la definición de la estructura existente se ha tomado la información contenida en los planos del proyecto modificado y en el resto de los documentos de referencia del proyecto.

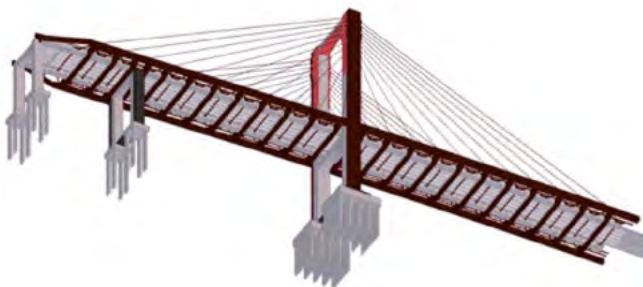


Figura 18. Puente del Centenario. Modelo BIM.

Como se ha comentado el proceso constructivo seleccionado, y las secuencias y valores de los tesados de los nuevos

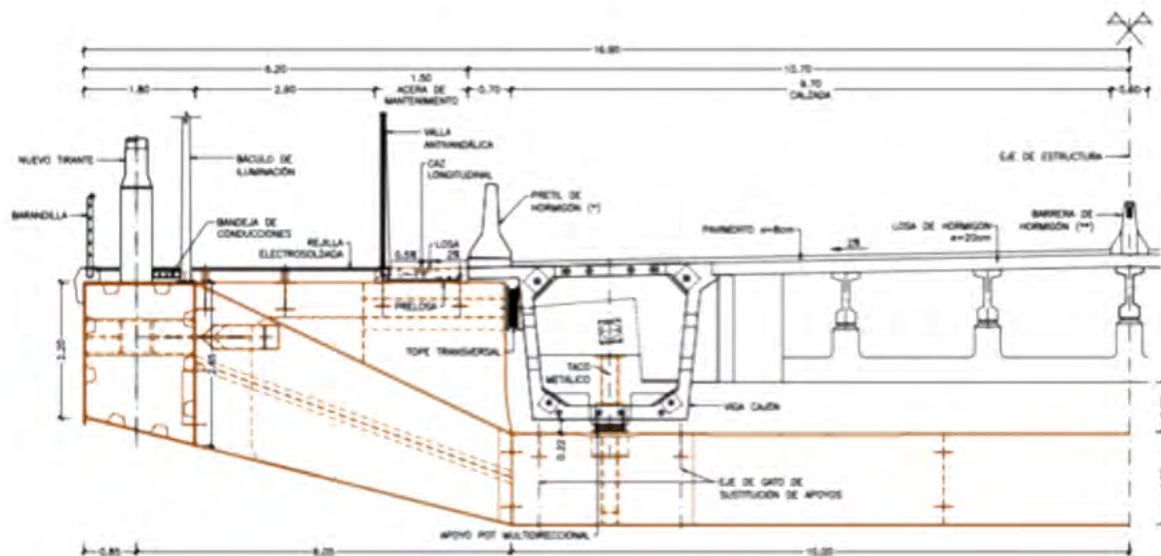


Figura 19. Puente del Centenario. Sección transversal.

tirantes pretendían que no se produjera ningún incremento de esfuerzos relevante en la estructura prefabricada del tablero existente (figura 18). Sin embargo, al haber conexión horizontal entre los nuevos elementos mixtos de la ampliación y el hormigón del tablero existente, el tablero existente recogía – por compatibilidad de movimientos – parte del axil de compresión y de la flexión inducida que se provocaba en el nuevo tablero al colocar las nuevas piezas del tablero y tesar los nuevos cables. Por eso se decidió disponer juntas cada 30-40m en los nuevos cordones metálicos; así se “aclaraba” el camino de las cargas y el esquema estructural resultante: el tablero de hormigón existente se apoya en las vigas transversales metálicas que transmiten la carga vertical a los nudos de la viga lateral metálica que recibe el tiro inclinado de los tirantes; las vigas longitudinales metálicas, que ven cortada su continuidad longitudinal cada 30-40m, se conectan horizontalmente a las vigas artesa de hormigón existente y les transmiten la compresión producida por la inclinación de los tirantes.

Para el cálculo de las torres se empleó un modelo 3D de doble barra: unas representan los fustes existentes y la paralela simula el nuevo fuste. Se dispusieron conexiones rígidas a tres alturas de los pilonos (zona superior, zona del tablero y otra intermedia). Con este modelo se analizó el reparto de esfuerzos entre ambos fustes y se evaluó el rasante que sirvió para dimensionar las uniones entre ellos, que se diseñaron pretensadas.

Por último, hay que resaltar que, como en otros puentes, se hizo un ensayo en túnel de viento para ajustar los valores de los coeficientes de arrastre a emplear en la caracterización de la acción del viento. También se evaluó con el ensayo la aptitud aeroelástica del puente, resultando satisfactorias las comprobaciones realizadas.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer la contribución para la elaboración de este artículo a los autores de los proyectos de los puentes mencionados: Hugo Corres (FHECOR, puente de los Santos); Álvaro Serrano (MC2, puente de Rande); Luis Matute (IDEAM, puente del Centenario) y José Romo (FHECOR, puente del Centenario); y, todo el equipo técnico de TORROJA INGENIERIA, autores del proyecto de ampliación del viaducto de San Pedro.

Referencias

- [1] Buckland, P.G., Matson, D. (2006) Increasing the load capacity of major bridges, *Proceedings of the IABSE Symposium Zurich, IABSE*, pp99-106.
- [2] Buckland, P.G. (2003) Increasing the load capacity of suspension bridges, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 8, No. 5, pp 288-296.
- [3] Torroja, J.A., Simón-Talero, J.M., Hernández, A., Navarro, A. (2011) Widening of the San Pedro de la Ribera Bridge, *Hormigón y Acero*, 62(260):11-45.
- [4] Torroja, J.A., Simón-Talero, J.M., Hernández, A. (2011) Doubling the width of the platform of the San Pedro de la Ribera Bridge, *PCI Journal*, PCI, Vol Summer 2011, 2011, pp 1-16.
- [5] Simón-Talero, J.M. (2009) Ampliación del puente de San Pedro de la Ribera. *Jornada Técnica sobre diseño y concepción de puentes de carretera. Estética, eficiencia e innovación*. ATC – Asociación Técnica de la Carretera. Madrid.
- [6] Corres, H., García-Arango, I., Pérez, A., Ramos, O., Domínguez, O., Peset, L. (2014) Ampliación del puente de Los Santos en la A-8 de 12.0 a 24.6 m sin cortes de tráfico, *Hormigón y Acero*, 65(273):199-220.
- [7] Martínez-Calzón, J., Julia, M., Serrano, A., Gómez, M. (2008) Widening of the cable-stayed bridge over the Rande Strait, Spain, *Structural Engineering International*, IABSE, Vol 4, 2008, pp 314-317.
- [8] Serrano, A., Rupérez, M., Alonso, J.C., Rodríguez, D. (2019) Widening of the cable-stayed bridge over the Rande Strait, Spain, *Structural Engineering International*, IABSE.
- [9] Bernardo, H., Tarquis, F., Lucas, C., Viartola, L.M. (2019) Rande Bridge widening: a 400 m span cable stayed bridge expansion, *Practice Periodical Structural Design and Construction*, ASCE.

Span Enlargement of Overpasses on Widened Existing Highways

Ampliaciones de luz de pasos superiores de autopista

Álvaro Serrano Corral^a y Ginés Ladrón de Guevara Méndez^b

^a *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Technical Director. MC2 Estudio de Ingeniería (Tyspa Group). Madrid (Spain).*

^b *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Project Director. MC2 Estudio de Ingeniería (Tyspa Group). Madrid (Spain).*

Recibido el 1 de diciembre de 2020; aceptado el 16 de junio de 2021

ABSTRACT

This article presents a very versatile structural solution to the problem raised by existing overpasses on motorways which require road widening works or an increased number of traffic lanes. The proposal, consisting of the overpass span's enlargement, overcomes the difficulties imposed by the combination of works required to retain the entire deck of the overpass without demolition work while keeping both, the motorway and overpass open to traffic.

KEYWORDS: Bridge refurbishment, span enlargement, life extension, composite bridge.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

Este artículo presenta una solución estructural muy versátil para dar respuesta al problema que surge con los pasos superiores de autopista cuando se requiere ampliarla o incrementar su número de carriles, no habiendo sido previsto inicialmente. La propuesta, consistente en ampliar la luz del paso superior, permite resolver las dificultades impuestas por la combinación de trabajos necesarios para mantener el tablero del paso superior, evitando su demolición, a la vez que se mantiene el tráfico, tanto en el paso superior como en la autopista.

PALABRAS CLAVE: Rehabilitación de puentes, ampliación de luz, prolongación de la vida útil, puente mixto.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

1. INTRODUCTION

The ever-increasing need of mobility over recent years has been a common denominator in the majority of industrialized and developing countries. The increase in road traffic demand is currently reflected by a proportional growth in the number of kilometres of new high-capacity motorways and an increase in the capacity and quality of existing highways.

The main problem raised by the widening of existing highways is the interference of overpass structures' piers when the original highway has not been originally designed for an expected widening. Then, the first evident solution is to demolish the overpass and to re-build a new one adapted to the widened highway; nevertheless, this solution has very high costs, not only economic, but social, considering the traffic in-

terruption on the overpass over the highway and the affection to highway, itself.

Rather than demolishing these structures and building new overpasses to suit the modified layout of the motorway, which, as said, is always a very traumatic procedure, the method presented here simply considers the replacement of the existing foundations and piers by different elements which are perfectly compatible with the new road requirements. This solution has the additional advantage that it does not affect road traffic in any way and maintains the existing overpass decks without requiring any type of reinforcement or modification.

All types of solutions of wide-ranging characteristics have been employed throughout the world to overcome the problem. Solutions ranging from the replacement of the original overpass by a new one to that of taking full advantage of the

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: alvaro.serrano@mc2.es (Álvaro Serrano)



Figure 1. First overpass span enlargements in AP-7 highway (Section: El Vendrel - Salou). 1997. Typological variations.

horizontal clearance below the existing, untouched structure. The solution given in this presentation arises from a global overview of the problem and allows maximum traffic flow both during and after the work while providing highly interesting and original structural results.

The solution was conceived by Julio Martínez Calzón in the late 90's and applied firstly in 14 overpasses in the AP-7 highway in Catalonia (figure 1). Later, more than 50 overpass span enlargements in different Spanish highways with different typologies have been developed¹, with further evolution of the system.

The solution has been satisfactorily applied to both, road and rail overpasses built in prestressed and/or reinforced concrete with three or four spans and with central spans in the region of 30 metres and provide an increased clearance between 3 and 10 metres.

In general terms, the system consists of connecting steel or composite elements parallel to the concrete deck by means

of transversal prestressing. These parallel structural elements, then, serve to transfer the reactions acting on the old piers down to the new foundations located in a new position in order to provide the required increase in clearance width.

The proposed solution also has a notable effect on the appearance of the overpass and, subsequently, satisfies all working requirements: ease of construction, low public cost, structural quality and aesthetics.

2. GENERAL DESCRIPTION OF THE STRUCTURAL SYSTEM

The structural arrangement of the system is based on two basic design principles:

- No hindrance to highway and overpass operation.
- Retaining practically constant forces on the existing deck

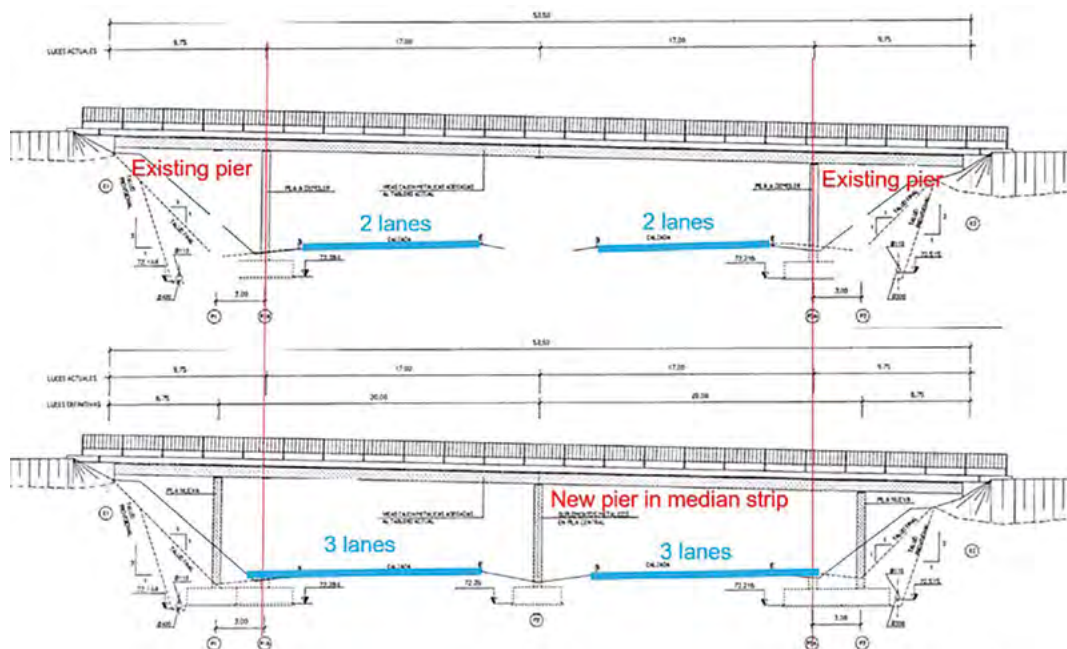


Figure 2. Layout for overpass enlargement with new pier in the median strip of the highway.

¹ All these overpass span enlargements have been developed by MC2 Estudio de Ingeniería.

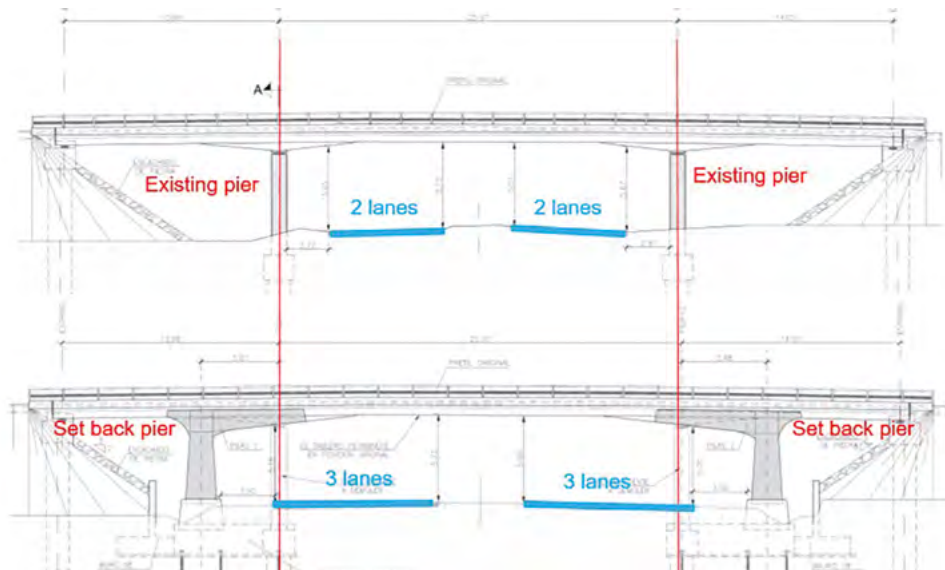


Figure 3. Layout for overpass enlargement without pier in the median strip.

and completely maintaining the strength and operational capacity of the existing structure.

Depending on the initial condition of the overpass, two types can be differentiated:

- Overpass with three spans, short lateral spans and a new pier in the median strip of the highway.
- Overpass with three spans, without pier in the median strip of the highway.

2.1. Span enlargement with pier in the median strip of the highway

This solution is adequate when the overpass has short lateral spans, and it is not problematic to build a new pier in the median. The schematic layout for the solutions is shown in the figure 2.

2.2. Span enlargement without pier in the median strip of the highway

The aforementioned solution has the inconvenience that a

new pier in the median strip of the highway is needed. This involves works in that zone in quite uncomfortable conditions, if the strip is narrow.

In order to improve the design, an evolution of the prior type has been developed, avoiding this intermediate pier, as explained in figure 3.

This structural layout is easier to implement if the overpass has lateral spans which are well balanced with the original central span.

Figure 4 shows the initial and final elevations of a purpose-built solution. The increase in effective clearance of the highway using this method ranges between 20% and 40% of the original central span of the overpass. The concepts, elements and procedures involved in the solution are described below in accordance with the pre-established geometrical requirements imposed by the maintenance of traffic flow.

The process essentially consists of introducing new steel or composite support elements below the lateral cantilevers of the reinforced or prestressed concrete slabs forming the deck. These new support elements are perfectly shaped to suit the soffit of the overpass (figures 5 and 6). The rhomboidal upper

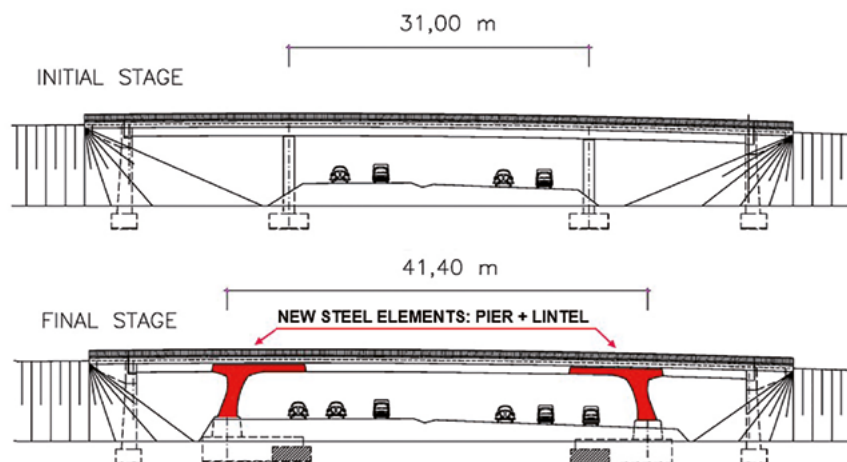


Figure 4. Initial and final situations of the overpass. Elevation.

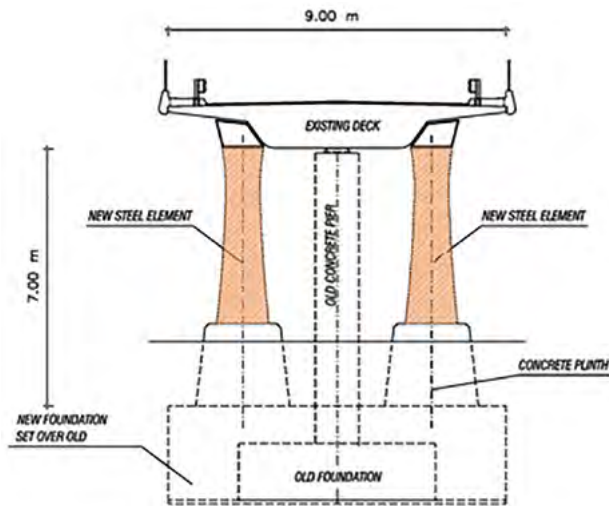


Figure 5. Initial and final situations of the bridge. Cross-section.

section of these new support elements, henceforth referred to as the "steel lintels", takes the loads from the deck at the location of the old piers and transfers them back to the new ones.

These steel lintels are connected to the concrete deck by means of transversal prestressing permitting transfer of the vertical actions from the deck through the contact interface between deck and lintel (figure 6). The said connection is a highly interesting element from a structural point of view, both in terms of the technology of the component parts as well as the original execution procedure. This procedure is essential in order to retain an unchanged force in the existing deck and assuring maximum collaboration of the deck and lintels. The elements and procedure involved in the said connection will be described in more detail further on.

The shaft or the lower vertical section of the new support is set on the new axis of support in order to provide the required highway clearance. The shaft may be steel or composite depending on the type of section selected and the prevailing conditions of each case. The bottom of the shaft is supported on a concrete plinth to ensure that the steel remains clear of the ground. This concrete plinth also serves to enhance the general appearance of the new solution.

The forces transferred by the steel or composite shafts down to the concrete plinth supports then have to be transferred to the new foundations: These new foundations frequently occupy part of the area of the old foundations. However, these original footings cannot be removed as they are still load bearing at this stage of the process. Hence, the existing footings are used to work in collaboration with the new foundation. The old and new foundations are suitably tied together by means of passive steel bars.

3. TRANSVERSAL PRESTRESSING OF THE DECK- STEEL LINTEL CONNECTION AND DEAD LOAD TRANSFER OPERATION

The existing concrete deck structure and the new pair of steel lintels are connected by means of a system of high strength steel

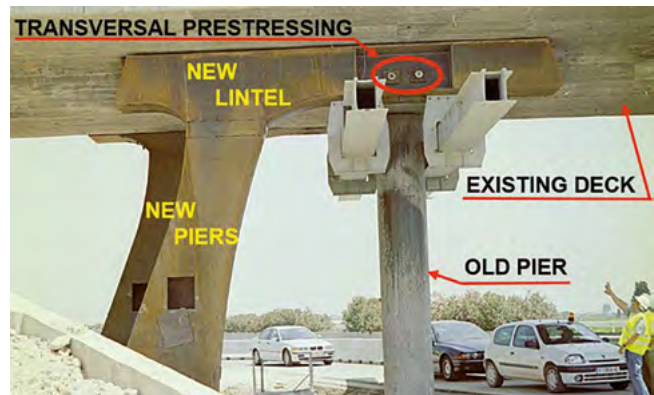


Figure 6. Construction stage prior to the removal of the old concrete pier and load transfer to the new steel lintel and pier.

bars running transversally through both elements. In this way the vertical movements of the steel lintels and the concrete slab are identical at the connection points which are set in the axis of the original piers. Hence, the new support for the concrete deck slab, by means of these steel lintels is at the original position of the pier, but its load is transferred to the new set back shafts. Figure 7 shows the two construction stages for the transverse deck-steel lintel connection. Figure 7 (top) shows the drilling of the concrete deck in order to accommodate the steel bars. Figure 7 (bottom) shows the placing of the jack for prestressing the bars.

Due to the slenderness of the steel lintels, in order to maintain the existing vertical clearance levels above the highway, the old piers could not be simply removed by transferring the existing actions at the said points from the slab to the lintels, since in this case the deflection of the steel lintels would lead to unacceptable forces in the existing concrete deck. Instead, the said load transfer from the pier to be re-



Figure 7. Drilling of deck (top) and tensioning of prestressing bars (bottom).



Figure 8. Steel lintel-shaft after transfer operation of dead load.

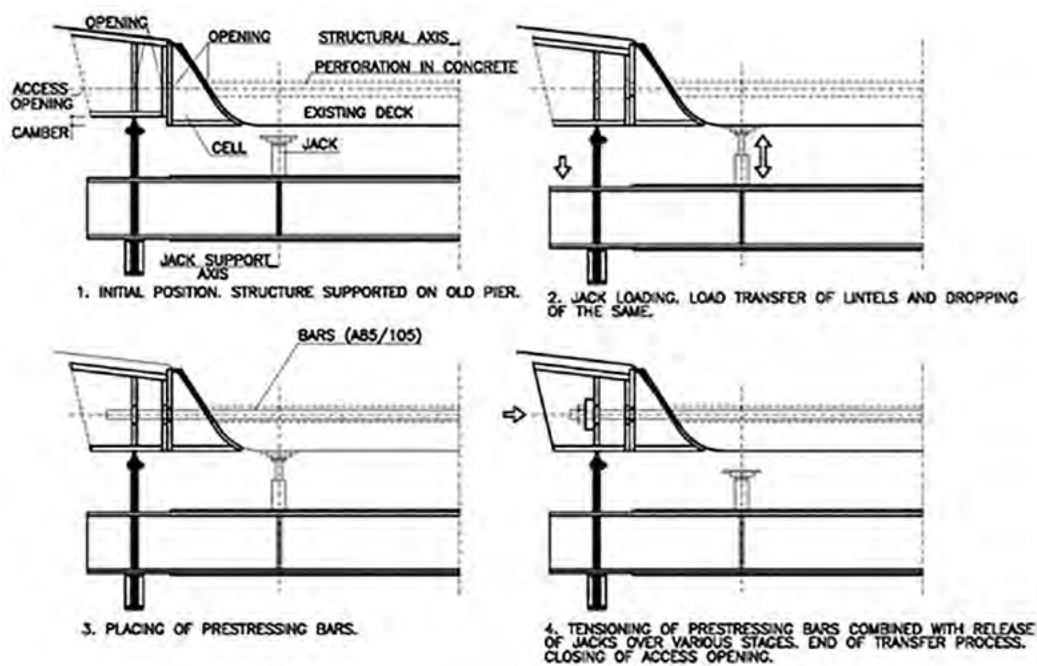


Figure 9. Dead load transfer operation.

moved to the new steel lintels is made, while the existing level of the concrete deck at these points is maintained by active jacking.

A system of hydraulic jacks is set between the deck and the pier-steel lintels, as close as possible to the existing piers, prior to the connection of the lintels to the slab (figure 8). As the jacks are loaded the steel systems gradually deform and reduce the reaction of the concrete slab on the existing pier, transferring it to the steel lintel. Once the value of the deck reaction is reached by the jacking system, the jacking is stopped immediately prior to the point where the deck would begin to rise.

At this point and with the jacks blocked, it is then possible to activate the connection between the steel lintel and the deck by means of the transversal bars described above without producing the slightest movement in the deck. As there are no new movements in the concrete structure there is no variation whatsoever in the deck forces due to dead loads, i.e. these loads remain the same.

These loads remaining the same as at the start of the operation.

At this moment, the existing pier is totally unloaded, its load transferred to the lintels and can be removed. The new piers are installed with a precamber which is compensating the strain occurring during the load transfer operation leaving the concrete deck and steel lintels at the same level.

Another element of key importance is the “cell” (figure 9). This cell provides a vertical interface between the surface of the concrete deck and that of the steel lintel, permitting relative vertical movement during the load transfer operation.

After this transfer, the live loads acting on the existing deck and new steel lintels system will lead to slight settlement at the support points of the old piers. These movements will inevitably cause slight variations in the maximum internal forces at the critical sections. However, because of the moderate variation (usually less than 5%), the increased effects are perfectly resisted by the original concrete deck due to the increased strength resulting



Figure 10. Overpass span enlargement load test.



Figure 11. Overpass on the AP-7 highway near El Vendrell.



Figure 12. General view of a structure on the A-7 highway in the Valencia By-Pass.



Figure 13. Overpass in the A-30 highway in Murcia. Span enlargement solution with half-lap joint in the deck.



Figure 14. Asymmetric span enlargement in the AP-9 (Pontevedra).

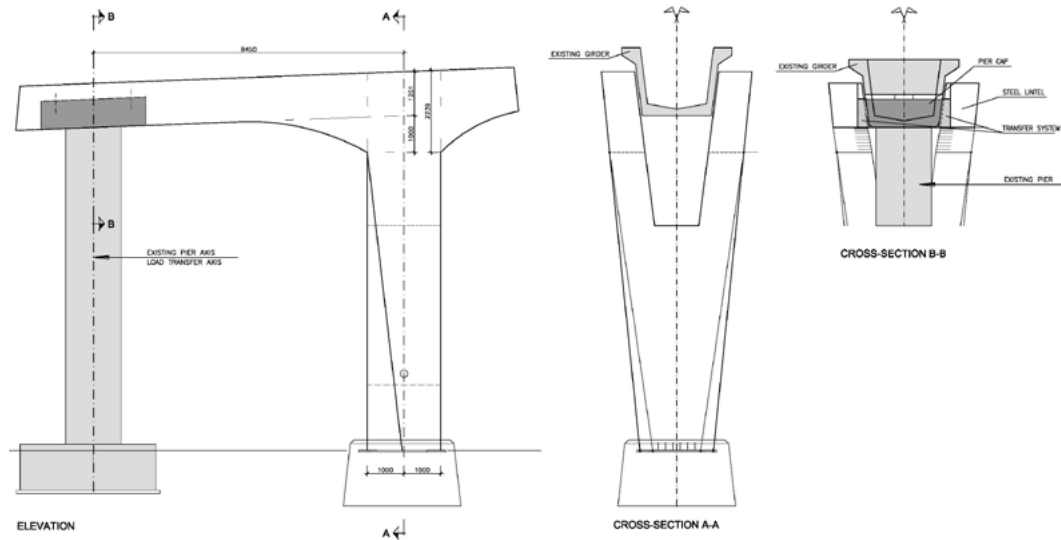


Figure 15. Steel shaft and lintel for precast deck in the A-54 /AP-9 intersection.

from ageing and as a result of the reserve capacity provided by the existing prestressing systems in the deck.

Finally, to check the adequate structural behaviour of the span enlargement, a load test is carried out (figure 10). This is the only moment in which the traffic along the overpass is interrupted. During the load test, the old pier is still in place but without contact to the deck, in order to have a fail-safe system in case any kind of problem would arise. This old pier is later demolished.

4. SUMMARY OF WORKS CARRIED OUT AND TYPOLOGICAL VARIATIONS

The general methodology described in this article has been applied on numerous occasions in Spain with very satisfactory results². The majority of these span enlargements have already been completed while others are still underway. The following is a brief listing of these works.

- 14 overpasses on the AP-7 highway between Barcelona and the French border. This system consisted of continuous steel lintels set throughout the length of the deck and simply supported on the new supplementary composite piers in the median strip [1].
- 2 overpasses on the AP-7 highway between El Vendrell and Salou built in 1997 and of a similar design to that indicated above (figure 11).
- 1 overpass on the Rande-Puxeiros section of the AP-9 Atlantic Highway built in 1998 and of a similar design to the preceding types, including a new central pier on the central median strip of the highway which did not exist in the original structure.
- 8 overpasses for the 3-lane road widening works on the AP-7 highway in Tarragona.
- 21 overpasses on the A-7 highway in Valencia By-Pass. Work completed in February 2002. The solution applied here does

not substantially differ from the preceding works though the alternatives do present certain innovations. There was no existing central pier, and it was not possible to build a new one at the median strip. In this case, the steel lintels and piers were arranged with an embedded connection in the form of a cantilever, with the entire assembly being shaped in the form of a "T" or "Γ" (figure 12) which directly transfers the forces from the deck down to the foundations [2,3].

- 2 overpasses on the A-8 highway between Bilbao and Behobia. In this case the selected alternative corresponds to that described for the preceding works with their "T" shapes, though with certain variations in terms of appearance.
- 1 overpass on the A-8 highway in the Orío – Usurbil section, using the same "T" typology.
- 1 overpass in the A-30 Highway in Murcia. In this case, a "Γ" steel shaft was designed. The main characteristic of this work is that the existing overpass does not have a continuous deck slab, but a deck composed of concrete T beams simply supported on half-joints. In this case, the connection between the existing deck and the steel lintel is done in the transversal diaphragm at the location of the existing piers (figure 13).
- 1 overpass in the A-30 Highway between Murcia and Cartagena quite similar to the Valencia By-Pass span enlargements.
- 1 overpass in the AP-9 highway in Pontevedra near Curro. In this case a "Γ" solution is adopted, but only eliminating one of the existing piers allowing to build a deceleration lane, constituting an asymmetric solution (figure 14).
- 1 viaduct span enlargement. In this case, the span enlargement is not done on an overpass, but in a long highway viaduct in the A-54 highway over the AP-9 highway near Santiago de Compostela, in order to increase the capacity in the AP-9 highway. The viaduct has a precast concrete deck composed of twin box girders. The novelty is that the connection is not done on the deck but on the pier cap at the top of the pier. The steel lintel and shaft have a singular form to adapt to the viaduct deck geometry (figure 15). The works are expected to start in 2021.

² These projects have been developed by MC2 Estudio de Ingeniería.

- 14 overpasses on the A-7 Highway in Alicante, near Crevillente, using the "T" typology.
- 2 overpasses on the A-7 Highway in Murcia, near Orihuela, using the "T" typology.

The latest projects are designed using the "T" and "Γ" typology and works are expected to start on 2021-2022.

All these alternatives form just a small part of the many possibilities offered by the system. A wide variety of structural forms can be designed on the basis of the original concept and each form has to be analysed in accordance with the geometrical and load conditions of the existing overpass.

5. EXTENSION OF THE METHODOLOGY

This methodology is based on structural principles that can be applied to many other problems that involve change in the support conditions of a structure. A typical application of the methodology is the removal of supports in buildings due to new functional requirements. Removing a support in a building involves the need of maintaining the floor level over the support to be removed in the same way as described for the overpass deck.

The following example is given for illustration. To allow the reorganization of high-speed railway tracks in the entrance to the Sants Railway Station in Barcelona, removal of supports with a dead load of 12000 kN and live load of 10000 kN was required. In order to provide a new support section, composite truss lintels with a mean main span of 16 m were designed and a load transfer at the existing support section was carried out (figure 16) [4].

6. CONCLUSIONS

The most relevant aspects of the system may be summarized as follows:

- The most relevant aspect is the practical lack of interference to overpass and highway traffic. When this factor is considered in global economic terms it more than emphasises the highly competitive level of these solutions for the spans, extensions and structural types considered.
- Ease of work at all stages of the construction process: footings, deck perforations, placing of cells, positioning of new piers, transfer of dead load and the application of transversal prestressing.
- Very short execution periods with a high level of standardization. This allows an "assembly line" extension of a large number of structures of similar characteristics in very competitive periods. The working area required for these extension works is also very much reduced.
- With regards to the structure, it should be underlined that the force and strain state of the deck remains unchanged throughout the load transfer process. Slight variations in forces only occur during the subsequent application of



Figure 16. Composite trusses to support removal in Sants Railway Station in Barcelona.

live loads, although these variations are low and generally negligible (less than 5%).

- The solutions presented demonstrate the high versatility of the system, offering a broad range of geometric possibilities to suit dimensions and shapes of many types of overpasses and other structures. The system thereby offers maximum structural and geometric compatibility with the existing structure. The combination of steel and concrete elements provides a particularly attractive effect, mainly due to the interaction of colours of the concrete and of the weathering steel. However, it is equally possible to employ painted steel surfaces.

Acknowledgment

With this article, we would like to express our recognition and appreciation to Luis Ortega Basagoiti, excellent engineer and excellent friend, prematurely passed away.

References

- [1] Martínez Calzón, J. (1997) *Rehabilitation and Repairs of Structures Using Composite System*. International Conference: Composite Construction – Conventional and Innovative. Innsbruck, Austria. 101-112. <https://doi.org/10.5169/seals-954>
- [2] Martínez Calzón, J., Ladrón de Guevara Méndez, G. (2002) *Ampliaciones de luces de pasos superiores de autopistas existentes. Solución aplicada en la autopista A-7 (By-Pass)* Valencia. II Congreso de ACHE de puentes y estructuras de edificación. Madrid, Spain 2002.
- [3] Ladrón de Guevara Méndez, G., Martínez Calzón, J. (2002) *Span enlargement of overpasses on existing motorways*. IABSE Symposium Melbourne 2002: Towards a Better Built Environment – Innovation, Sustainability, Information Technology. Melbourne, Australia 2002. 36-42. <https://doi.org/10.2749/222137802796336108>
- [4] Martínez Calzón, J., Ceriani, L. (2008) *Estación de Sants en Barcelona. Grandes dinteles de apeo para la eliminación de soportes entre vías*. IV Congreso de ACHE de puentes y estructuras de edificación. Valencia, Spain.

Barrier Replacement Works of the Ruitelán Viaduct A-6 P.K. 424 + 000

Obras de sustitución de pretil del viaducto de Ruitelán A-6 P.K. 424+000

Jorge Alberto Cerezo Macías^a, Elena Seguido Fernández-Tresguerres^b

Florencio del Pozo Vindel^c, José María Arrieta Torrealba^d

^a Civil Engineer at PROES Consultores, S.A. Director of Consultancy and Technical Assistance acerezo@proes.es

^b Civil Engineer at PROES Consultores, S.A. Rehabilitation and Maintenance Project Director eseguido@proes.es

^c Phd. Civil Engineer at PROES Consultores, S.A. President fpozo@proes.es

^d Phd. Civil Engineer at PROES Consultores, S.A. Technical Director jmarrieta@proes.es

Recibido el 30 de noviembre de 2020; aceptado el 9 de marzo de 2021

ABSTRACT

The Ruitelán Viaduct is located on the A-6, was originally built for the passage of the N-VI and was subsequently partially rebuilt and its deck expanded to accommodate one of the two lanes of the Highway. An intervention by emergency procedure has been required, in the right margin of its deck to carry out the replacement of the barrier, due to the deterioration that it presented. For this, the new parapet was designed in accordance with the current regulations regarding containment systems, and the works were carried out applying different construction techniques with the aim of minimizing the effects on the existing structure, as well as the users of this route.

KEYWORDS: Bridge, rehabilitation, barrier, containment systems, hydrodemolition.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

RESUMEN

El viaducto de Ruitelán se encuentra en la A-6, fue originalmente construido para el paso de la N-VI y posteriormente fue reconstruido parcialmente y su tablero ampliado, para alojar una de las dos calzadas de la Autovía. Se ha requerido una intervención por procedimiento de emergencia, en la margen derecha de su tablero, para realizar la sustitución del pretil, debido al deterioro que presentaba el mismo. Para ello se diseñó el nuevo pretil, de acuerdo con la actual normativa referente a los sistemas de contención, y las obras se realizaron aplicando distintas técnicas constructivas, con el objetivo de minimizar las afecciones a la estructura existente, así como también a los usuarios de esta vía.

PALABRAS CLAVE: Puentes, rehabilitación, pretil, sistemas de contención, hidrodemolición.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

1. BACKGROUND

The Ruitelán Viaduct ([figure 1](#)) is located in the P.K. 424+000 of the highway that connects Madrid with La Coruña (Galicia) and it was built at the end of the seventies to allow the passage of the National Highway N-VI over Arroyo Real, in the municipality of Ruitelán.

Later, it was partially modified at the beginning of the 2000's, enlarging the deck to accommodate one of the two current roadways of the A-6 freeway, specifically the left lane, towards Madrid.

Due to the degradation of its vehicle containment system, it has been necessary to carry out several actions to replace the parapet on the right edge regarding the direction of traffic circulation, with the consideration of emergency works.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: csaiz@proes.es (Carmen Saiz García).



Figure 1. General view once the parapet has been replaced.

2. DESCRIPTION OF THE VIADUCT

The Ruitelán Viaduct (figure 1) consists of nine spans, and has a total length of 430.35 m between abutment joints and a 11.20 meter wide deck. Within this width, the deck holds two areas for the 0.35 m metal parapets on each edge, an inner 1.00 m shoulder, two lanes of 3.50 m each and an outer 2.50 m shoulder. The spans are 27.00 - 29.00 - 28.70 - 66.00 - 120.00 - 66.00 - 28.70 - 29.00 - 27.00 m (figure 2).

These lengths correspond to the 1-to-9 spans, numbered in the direction of the increasing P.K. (direction Madrid towards La Coruña), that is to say that abutment E1 is located at P.K. 423+677 and abutment E2 at P.K. 424+118.

The first three spans were rebuilt when the N-VI road, initially a two-way road, was transformed into one of the carriageways of the A-6 freeway, due to the change of plan in that area of the original bridge. The deck of these first three spans consists of two concrete girders, prefabricated and pre-stressed, 1.30 m deep, separated 5.60 m between axes, and an *in situ* concreted slab on prefabricated slabs, with a total 0.25 m depth.

The three central spans correspond to a box section deck solution, made up of 6.00 meter wide segments of variable depth (between 2.00 m in the center of the span and 5.60 m on the pier axis), which was built by the balanced cantilever

method. The side cantilever has a minimum depth of 0.20 m on the edge, on which the existing parapet rests.

Originally, this section's width was 10.00 m and it was extended on both edges of the deck by 0.60 m, to reach the 11.20 m of width, required by the highway.

Finally, the last three spans, 7 to 9, are made up of four prefabricated and pre-stressed girders, with a 1.60 m depth, separated by 2.03 m between axes, which are complemented by a slab *in situ* on prefabricated slabs, with a variable depth, with a minimum of 0.20 m at the end of the deck.

Here also, the deck slab was enlarged by 0.60 m on each side, to reach the necessary width.

The piers belonging to the central span, built by balanced cantilevers, are embedded in the deck, while in the rest of the piers there are elastomeric bearings.

All the piers are hollow-section type. The P4 and P5, embedded in the deck, are 4.00 m rectangular section in the longitudinal direction of the bridge and 6.00 m in the transversal direction. P3 and P6, are also rectangular section, but different dimensions (8.00 m by 3.00 m). Finally, piers P1, P2, P7 and P8 are octagonal in section, 4.00 m in the transverse direction of the bridge and 2.00 m in the longitudinal, and consist of a "hammer" type pier cap on its crown.

The abutments are closed, E1 (from span 1 - Madrid side) was laterally enlarged when the deck was extended and E2 (from span 9 - La Coruña side) was again rebuilt when spans 7 to 9 were rebuilt.

There are joints in the roadway at both abutments and between spans 3 and 4, and 6 and 7.

3. PRESERVATION CONDITION OF THE VIADUCT

The original project of the bridge dates from July 1977 and the enlargement of the deck from 2002. That is, the original structure, at the time of the emergency works, was about 40 years old and the enlargement about 15 years. Both projects were drafted by PROES.

This Viaduct has been inspected [1] in detail on several occasions; the last inspection was carried out in 2014 by PROES,

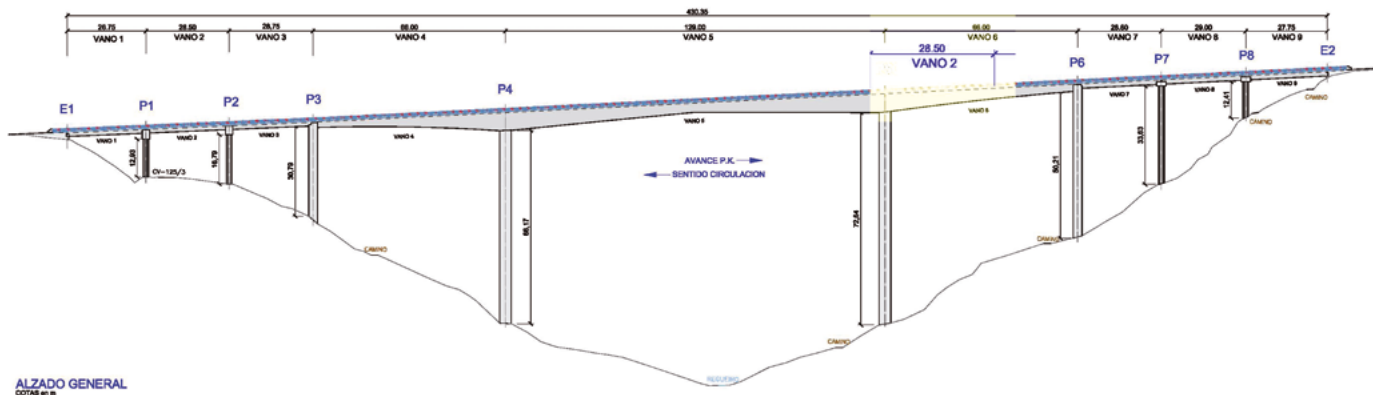


Figure 2. Ruitelán Viaduct's side elevation.

and the previous one in 2009 by another Engineering Consultant specialized in structures.



Figure 3. Walkway used in detail inspection.

The carried-out inspections included the use of auxiliary means, such as an articulated walkway on a truck, which allows access to the lower part of the deck, as well as checking the status of bearings at the top of the piers (figure 3).

On each of these occasions, a survey of pathologies of the various elements of the bridge was carried out and it was concluded that, at the beginning, the damage did not require an immediate intervention. However, during these inspections, damages were already located in some of the parapets (figure 4).



Figure 4. Detail of deterioration in parapets.

Besides, already at that time, other deteriorations were registered in the concrete of the bands where the parapets are anchored (figure 5).



Figure 5. Detail of strapping damages.

On the other hand, in these inspections it was possible to verify a certain deterioration in the area of the cantilevers of the deck, where the original structure joins the expansion of the deck carried out later (figure 6).



Figure 6. Cantilever status view.

Over the time, the parapets have suffered an increase of their deterioration, basically caused by the aggressive environment in which they are located.

The Ruitelán Viaduct is located in an area of the highway, with very low temperatures during the winter season, which requires the use of de-icing salts on the road, to ensure the flow of traffic through this important connection between Madrid and Galicia (winter roads).

These salts are a source of damage and deterioration for the metallic elements, such as the existing parapets, and for the concrete ones, such as the anchorage band of the parapets,

exposed to their contact. In addition, the existence of defects in the waterproofing and the drainage system (drains) for the evacuation of the water that falls over the deck, accelerated the processes of deterioration.

In this particular case, the right-hand edge is the most affected by this damage, due to the slope of the road, which makes this edge of the deck the one that receives the surface water that falls over the pavement.

In a last inspection carried out in October 2015, it was found that the deterioration of the parapet on the right edge of the Viaduct (corrosion, both in the barrier's posts and in its anchorages) affected just over 50% of the total length of the parapets on that side of the structure (figure 7), and due to these circumstances, the Ministry of Public Works (Ministerio de Fomento) has taken action, through emergency work, to restore the adequate conditions of the containment system.



Figure 7. View of the state of the parapet (2015).

The rest of the pathologies, of minor importance, detected in the mentioned inspections, have been included in a project of rehabilitation independent of the works included in the emergency, to be treated in the future in an ordinary way.

4. MOTIVATION FOR THE ACTIONS TAKEN

The general condition of the parapet, as well as the precarious state of conservation of some of its parts, have led to the need of an emergency intervention, in order to carry out the replacement works of the parapet in the short term, to re-establish appropriate conditions of the containment system in the viaduct.

Moreover, according to the current regulations, the intervention to replace the parapet requires that the new parapet to be installed complies with the conditions of the CE label. Meeting this requirement means that not only does the parapet comply with this certification, but also that, in accordance with Ministry of Public Works Circular Order 35/2014 [2], the structure in the parapet's installation area must be adapted so that it is the same as those used in the containment system tests.

This regulatory framework makes practically inevitable the demolition and subsequent reconstruction of the edge of the deck, where the parapet is fixed, in order to adapt its geom-

etry and reinforcement to those contemplated in the parapet validation tests.

In the particular case of this viaduct, due to the state of deterioration related to the edge area of the previously extended deck (figure 8), it has been considered necessary to extend the reconstruction of the deck to a larger area than that strictly necessary for the installation of the new CE-marked parapet.



Figure 8. View of the state of the right edge of the existing extended deck.

In the face of this intervention, an estimate was made regarding the minimum service life to be fulfilled by the reconstruction of the deck, taking into account that originally, the fulfilment of a service life requirement for this bridge had not been taken into account, considering that at the time of its construction, the applicable regulations did not require it.

It should be highlighted that this action concerns a small part of an existing structure, and is located in one of its elements, the deck; therefore, it is not technically reasonable to apply service life criteria for the action, which is inconsistent with those applied to the rest of the structure.

Assuming that, as a large structure, it is reasonable to presume that the service life should be at least about 50 years, and taking into account its current age of 39 years, the rebuilt part should have a minimum service life of 11 years.

It was verified by means of the Chloride Penetration Model (Annex 9 from EHE-08 [5]), that, according to the characteristics of the reconstruction to be carried out, this requirement was met.

4.1. Selection of the parapet according to regulations

The election of the parapet (safety barrier placed on the edges of bridge decks and passage works, wall coronations and similar works) to be placed on this Viaduct is carried out in accordance with the indications of the O.C. 35/2014 [2] and the PG-3 [6].

For this purpose, two issues are taken into account: the type of accident risk (very serious, serious or normal) and the tested behavior of the parapets (transverse displacement characterized by dynamic deflection and working width).

The risk of accident is determined by the characteristics of the road (the Average Daily Traffic Intensity (IMD), or the one corresponding to heavy vehicles (IMD_p), the curvature of the road's layout, the project speed, etc.) and those concerning the obstacle to be crossed (for example, if it crosses over a railroad, river, or a high IMD road, the fall height, etc.).

The dynamic deflection (D) is the maximum transverse displacement produced during the impact of the system face closest to the vehicle (figure 9).

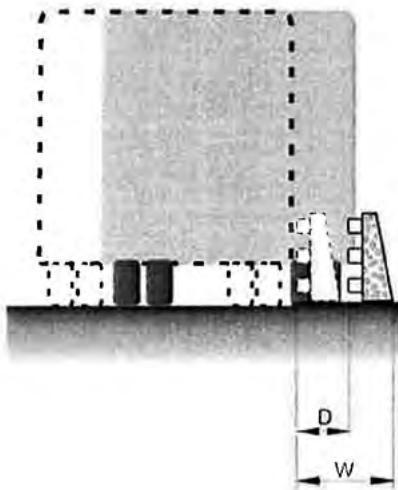


Figure 9. Dynamic Deflection (D) and Working Width (W) (Source: OC 35/2014 M° Fomento).

The working width (W), is the distance between the face closest to the vehicle before impact and the furthest lateral position which, during the impact, reaches any essential part of the containment system assembly and the vehicle (figure 9).

In the case of the Ruitelán Viaduct, according to IMD data and the features of this bridge, it is considered a very serious accident risk and a H3 type parapet is adopted, whose dynamic deflection is 0.60 m, with a working width of 1.00 m, according to the manufacturer's specifications of the approved parapet used in the works.

4.1.1. Type of risk

The risk of accident has been qualified as "Very Serious" due to the fact that this Viaduct has the characteristics required by the OC 35/2014 [2] in terms of "Outstanding structures, understanding as such those with spans of more than 200 m, as well as those of lower length saving singular areas (large water courses, reservoirs, valleys of very difficult access)"; specifically, this Viaduct has an more-than-400 meters length and a maximum height above the ground of more than 70 m.

4.1.2. Containment level

As far as traffic is concerned, according to data from the two closest stations, provided by the State Roads Unit in Lugo, the IMD and IMDp are as follows (table 1):

TABLA 1. IMD and IMDp

Station	K.P.	IMD total	IMD heavy
LE-220-3	428	3361	932
LE-221-2	412	3657	1054

These data have been updated, taking into account the increase in traffic from the date of data collection, up to the time of the performance.

The recommended level of containment for the resulting IMDp (< 2000) is H3.

The H3 type parapet chosen, in accordance with the UNE-EN 1317 [3] standard, has been tested by the manufacturer under two different impact situations, in order to obtain the CE label for it:



Figure 10. TB61 Tests (Source: Industrias Duero - ASEBAL)

- Test TB61: A heavy non-articulated vehicle, with a mass of 16000 kg, crashing at a speed of 80 km/hour with an impact angle of 20° (figure 10).



Figure 11. TB11 Tests (Source: Industrias Duero - ASEBAL)

- TB11 test: A light vehicle, with a mass of 900 kg, crashing into it at 100 km/hour, also with an impact angle of 20° (figure 11).

4.2 .Conditions to be fulfilled by the parapet

The parapet must satisfy two conditions:

- Impact severity index, which can be A, B or C, depending on the values of the ASI and THIV indicators.
- Working width class (W1 to W8), depending on the working width (m).

In the case of the selected parapet H3, the Severity Index is B and the Working Width Class is W3 (< 1.00 m).

The dynamic deflection, D , of the H3 parapet is 0.60 m; for this reason the width of the band has been increased to 0.56 m, so that the distance between the face of the parapet on the side of the road (where the vehicle would impact) to the outer edge of the deck is 0.63 m, higher than this $D = 0.60$ m.

Regarding the severity index, and in accordance with the UNE-EN 1317 [3], it is related with two indicators that are calculated from the results obtained in the light vehicle impact test (TB11); these are the acceleration severity index (ASI) and the theoretical head impact speed (THIV). This severity index is classified into three classes, A, B and C, with A being the least severe for the vehicle occupants.

5. DESCRIPTION OF THE PROJECTED AND EXECUTED WORKS

The works designed and executed consisted basically in replacing the deteriorated parapet with a new one, which had the mandatory CE label, and, for this purpose, it was necessary to demolish the existing cantilever and rebuild it with adequate geometrical and resistant conditions.

Due to the poor condition of the structure in the enlarged area several years ago, the repair was extended to that area, in order to avoid the need to carry out the new reconstruction linked to a deteriorated area.

The new parapet, with a total length of approximately 440 m, required the construction of a band of slightly larger dimensions than the existing one, so the deck was extended by 0.21 m on the right side, to obtain a band of 0.56 m. As for the band's depth, it was required to have 0.41 m, in order to hold correctly the band's standardized reinforcements and the reinforcements in the anchorage points of the parapet's uprights, as well as its anchorages.

The materials used in the reconstruction of the deck have been HA-35/B/20/IV+F type concrete of high initial resistance with additives (air-entraining, super-plasticizer, retardant and setting stabilizer) and the steel for the reinforcement has been B 500 S type.

The checks of structural behavior were carried out considering the current IAP-11 [4] and EHE-08 [5] codes. It should be highlighted that this current regulation differs from the applicable regulations at the time of designing the original structure and the 2002 extension.

In the central spans (spans 4 to 6) the vertical load increases (both permanent loads and imposed loads) are very low (less than 5%), while in the other spans, this increase exceeds 10%.

For the verifications related to the accidental load, due to the impact on the parapet, in accordance with the IAP-11 [4], the requests provided by the manufacturer of the parapet with CE label have been considered (tested according to the current regulation UNE-EN 1317 [3] to obtain the certification).

The actions corresponding to the maximum shear force and the maximum bending moment produced by the impact in the worst direction, and with a 20° direction, as well as the forces concomitant with these maximum, have been considered.

These forces were found to be:

- Maximum bending moment scenario:

TABLE 2. Parapet actions-maximum bending moment

MOSA 20 PARAPET(H3)						
MAXIMUM BENDING MOMENT						
Comb.	Force	Angle (°)	Long. F (kN)	Trans. F (kN)	Long. M (kN·m)	Trans. M (kN·m)
10	Dist.	90	0	377	0	245

- Maximum shear scenario

TABLE 3. Parapet actions - Maximum Shear

MOSA 20 PARAPET(H3)						
MAXIMUM SHEAR						
Comb.	Force	Angle (°)	Long. F (kN)	Trans. F (kN)	Long. M (kN·m)	Trans. M (kN·m)
5	B. inf.	90	0	452	0	158

- UNE 1317 standard [3] scenario, where the impact occurs at 20° of inclination:

TABLE 4. Parapet actions – 20° direction

MOSA 20 PARAPET(H3)						
MAXIMUM STRESS AT 20° ANGLE						
Comb.	Force	Angle (°)	Long. F (kN)	Trans. F (kN)	Long. M (kN·m)	Trans. M (kN·m)
2	B. inf.	20	205	75	72	26
7	Dist.	20	127	46	83	30

After the verifications have been done with the available data, it was concluded that the structure complies with the mandatory safety level.

On the other hand, due to the fact that there are three zones of different deck typology, it was necessary to define a general action, which was later particularized for the features of each one of them.

The projected works include the following general actions (figure 12):

- Scarifying (milling) of the existing pavement in a width of approximately 3.00 m.
- Partial hydrodemolition of the upper face of the deck along the right-hand side, preserving the extreme fastening band of the current parapet.
- Removal of the existing parapet.
- Cutting of the edge of the deck (extreme fastening bands of the existing parapet) into "modules", whose weight and dimensions would allow their subsequent transport by truck.

- Anchorage of the lower reinforcement by means of chemical anchorage on the side face of the cut deck edge.
- Formwork, by means of an auxiliary carriage, of the bottom of the deck, and the side of the new band.
- Placement of reinforcing bars of the upper face of the deck to be rebuilt, and of the new band.

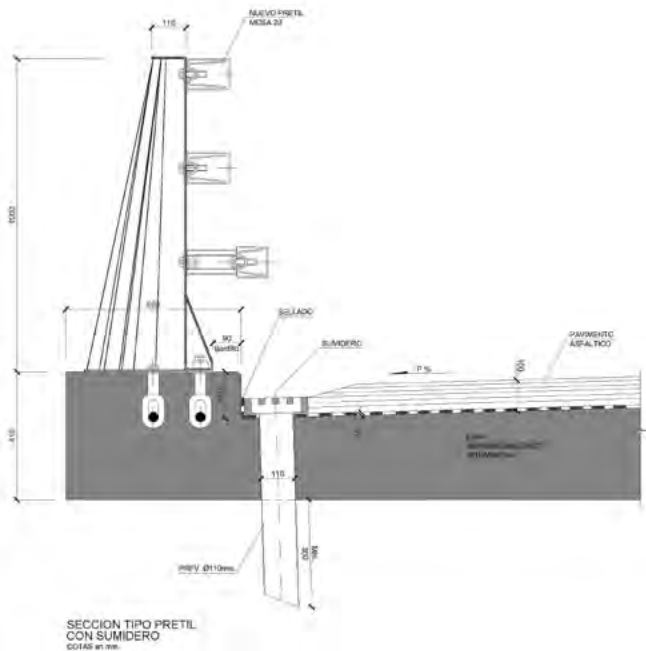


Figure 12. Typical Section.

- Concreting of the deck area to be rebuilt, and of the band.
- Placement of the new parapet, including extreme transition zones outside the deck (abutment zone).
- Installation of new drains.
- Waterproofing of the deck.
- Paving of the deck area between the existing pavement and the band.
- Placement of new expansion joints between decks.

We have the following specifics of these actions for each type of structural section:

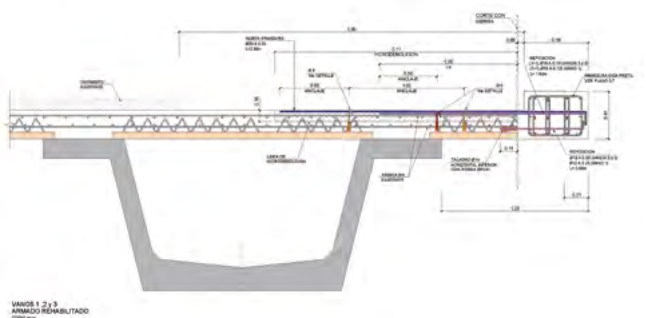


Figure 13. Section type performances spans 1 to 3.

The most important particularization is the definition of the area to be hydrodemolished. In the case of the standard section of spans 1 to 3, the width was 2.11 m, and its depth was 0.10 m (figure 13).

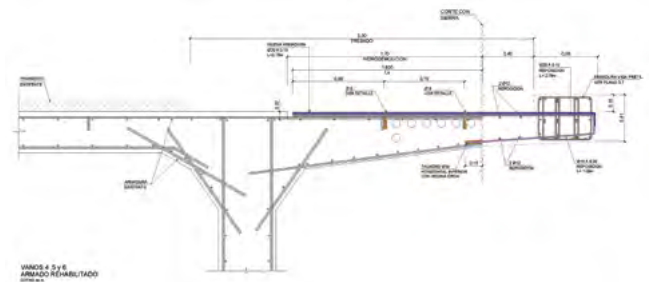


Figure 14. Section type performances spans 4 to 6.

In the standard section of spans 4 to 6, the width was 1.70 m, and its depth was 0.07 m (figure 14). The real depth was variable, since the different qualities of the concrete to be demolished and the existence of the sheaths near the hydrodemolition zone, did not allow to adjust to the theoretical level foreseen.

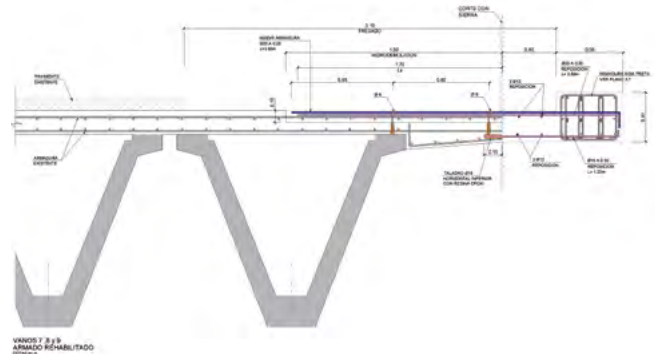


Figure 15. Section type performances spans 6 to 9.

Finally, in the case of the standard section of spans 7 to 9, the width was 1.80 m, and its depth was 0.10 m (figure 15).

The barrier is a metallic parapet that is fixed to the deck in the zone of the band by means of some anchorages that remain embedded in the same one (figuras 16 and 17).

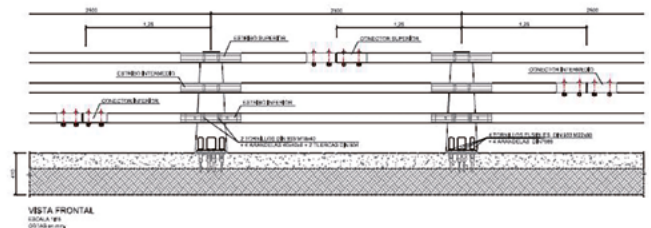
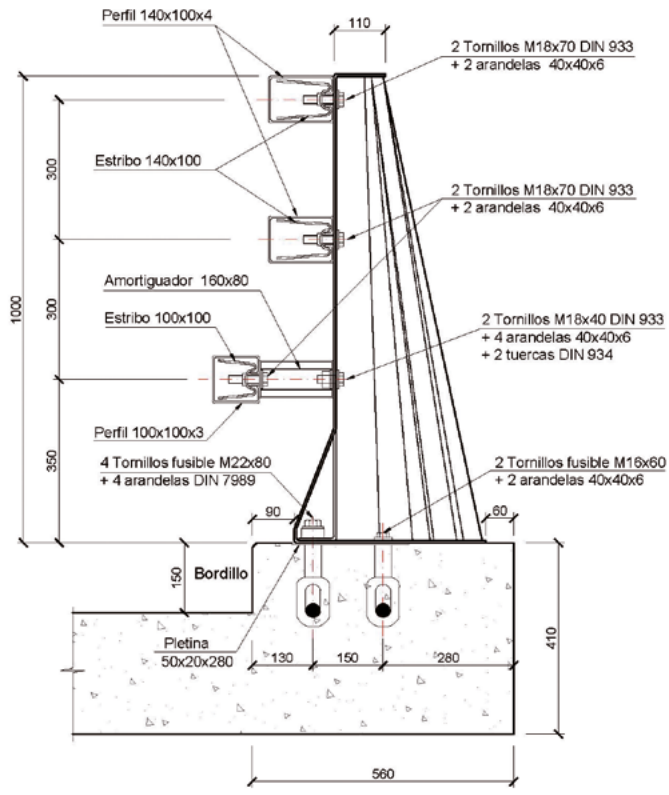


Figure 16. Top view of new parapet with CE marking.



SECCION TIPO PRETIL
COTAS en mm.

Figure 17. New parapet section with CE marking.

6. EXECUTION OF THE WORKS

Once the necessary traffic re-routing had been carried out and the necessary means had been put in place to guarantee safety, work began, starting with the milling of the existing road surface in an approximately 3.00 m width). (Figure 18)



Figure 18. Milling the pavement.

The milling works, as is usual in this type of intervention, affected a slightly greater thickness than the theoretical one, due to the appearance of existing re-pavement layers.

The works were carried out in successive phases, which allowed different works to be carried out simultaneously in different areas of the bridge, in such a way as to minimize the execution time.



Figure 19. Partial hydrodemolition of the deck.

Next, the hydrodemolition (figure 19) of the upper face of the deck was carried out in a lateral strip of different thickness and width, depending on the area of the deck (spans 1 - 3, 4 - 6 or 7 - 9), as already mentioned (preserving the extreme fixing band of the current parapet).

For the hydrodemolition, a robot was used to control more efficiently the depth of the demolition carried out (figure 20). In order to avoid environmental problems, the water used in these tasks was collected and treated, before being poured into the bed of the Arroyo Real stream.



Figure 20. Hydrodemolition Robot.

The solid residues of this hydrodemolition were collected on the same deck and later removed (figure 21).



Figure 21. Cleaning hydrodemolition deck residues.

This hydrodemolition system left the reinforcement of the upper face visible, without deteriorating them, so that the new reinforcement required by the CE marked parapet could be overlapped with them (figure 22).



Figure 22. Existing reinforcement exposed.

The hydrodemolition works had to be adjusted on the fly, due to the diversity of concrete qualities found along the Viaduct, which is why in some areas a revision of the hydrodemolition surfaces was carried out with a localized demolition using a pneumatic hammer, in order to reach the foreseen demolition thicknesses and ensure a correct connection between existing and new concrete.



Figure 23. Detail of mechanical couplers.

The couplers used to overlap the reinforcements used in the panel expansion work carried out in 2002, were also exposed (figure 23).



Figure 24. Existing and exposed post-tensioned sheaths.

It should be noted that, in the spans built by balanced cantilevers, hydrodemolition left several post-tensioning sheaths visible (figure 24), some of them with certain deterioration (figure 25 and figure 26) which, although they did not affect the cables, were repaired by means of sealing injections, improving the durability of the work by protecting the cables contained in them.



Figure 25. Post-tensioned sheath details with deterioration.

The mentioned damages in certain sheaths were originated by a defect in their filling, concretely the lack of grout in some areas, which caused that when carrying out the hydrodemolition of these sheaths, they were deteriorated and allowed to visualize their lack of filling.

These deteriorations were repaired by cleaning the affected areas, both the sheaths themselves and the cables that had been seen, by manually brushing these elements, and then injecting grout.



Figure 26. Deteriorated sheath sealing boxes.

This repair was carried out in several areas, since this type of deterioration was detected in different positions.

A specific product was applied for the sealing, with the characteristics required for this type of performance.

To confine the area to be injected, wooden boxes were assembled and sealed around the perimeter with repair mortar (figure 26); a ribbed metal sheet was then laid out to ensure roughness between this paste and the concrete to be placed in the rest of the span. Finally, a sheet of plywood was placed between the sheaths and the passive reinforcements that cross over them, to close the area to be injected and to be able to perform a correct injection of the holes in the sheaths.



Figure 27. Sealing of deteriorated sheath areas.

Once the enclosure was formed, a grout was injected with a specific product (CONBEXTRA LC), through some holes made in the plywood sheet (one hole for the grout injection and another one for the air exit control).

In order to avoid displacement of the phenolic sheet during injection, a counterweight was placed on it.

Finally, once the plywood sheet was removed, the upper face was brushed, in order to guarantee the necessary roughness to produce the adherence with the concrete on it (figure 27).

Later, the existing parapet was dismantled and, with a radial cutting machine (figure 28), the band located at the end of the deck was removed. First, some cuts were made in a transversal direction to the longitudinal axis of the deck, separated between 3.50 and 4.00 m, and a couple of anchorages were placed to fix some slings to remove the cut "module".



Figure 28 Radial Cutting Machinery.

Finally, a parallel cut was made at the edge of the deck to separate the "module" from the rest of the deck, and remove it (figure 29).



Figure 29. Removal of cut "modules".

On the side face of the edge of the cut deck (figure 30 and figure 31) some holes were made to anchor the corresponding bars to the lower face of the reconstructed deck using epoxy resin.



Figure 30. View after radial cutting of the strap



Figure 31. Detail of the radial cut of the strap.

Subsequently, using a formwork traveler (figure 32 and figure 33), the formwork of the lower face of the deck to be rebuilt was installed and the one at the side of the edge band to fix the parapet, was assembled. Two travelers were arranged to work in two sections simultaneously.



Figure 32. View of the formwork traveler.



Figure 33. Traveler Positioning View.

The formwork traveler, which also included the necessary working platforms, was arranged in position with the help of a crane (figure 34).



Figure 34. Overview of traveler positioning.

Subsequently, the band reinforcement was assembled, together with the plates and anchorages of the parapet uprights (figure 35), and the reinforcement of the upper face of the slab.



Figure 35. Anchorage of the parapet.

The new reinforcing bars on the upper face overlapped with the existing ones and, to prevent displacement, a series of U-shaped hooks were chosen (figure 36), fixed by holes and epoxy resin to the deck, with a separation of 0.30 m.



Figure 36. Storage of hooks for fixing bars.

It is worth noting that, when the existing reinforcement was discovered by the hydrodemolition, several situations different from those foreseen were found, either with separations between bars different from those theoretically known, as well as some areas with reinforcement of different diameters.



Figure 37. View of the concreting process of the deck and the strap.

Once the reinforcement and the anchorages were in place, the concrete was poured as a whole for the band and the deck (figure 37).

To remove the formwork of the reconstructed cantilever and the fastening band of the new parapet, the conditions of age and minimum resistance of the concrete in which it could be made, were determined. According to the carried out tests, a minimum resistance of 18 MPa at 24 hours was determined (about half of $f_{ck} = 35$ MPa) to remove the cantilevers at 36 hours, and 20 MPa at 36 hours after the concrete was poured to remove the formwork at that moment. For the concrete quality control, it was necessary to add two more pairs of specimens to the usual ones, one for the testing at 24 hours and another for the testing at 36 hours.

In the area of spans 4 to 6 (box-type section), the reconstructed deck's upper face was leveled with a layer of light-weight concrete (with an aggregate of Arlita®-type expanded clay). The origin of this need was in the deformation of the deck, which required, in order to achieve the correct level, to fill the space between the lower face of the pavement and the upper face of the structural concrete section. In order to limit the increase of permanent loads on the structure, a solution using a regularization concrete with a light aggregate was chosen.

The drains and vertical drainage pipes were also installed (figure 38), having provided the necessary space before the concreting of the cantilevers, to avoid damaging the reconstructed slab by drilling it once it was built.



Figure 38. View of newly installed parapet.

Next, it was carried out the waterproofing of the reconstructed deck area (figure 39). For this purpose, an adhesion irrigation was applied under the wearing course, consisting of a modified cationic emulsion (C60BP3 ADH) with a dosage of 8 kg/m², completed with a waterproofing treatment consisting of an anionic bitumen emulsion (COMPOPRIMER) with 0.3 kg/m² and a bituminous mortar (AMIFLEX) with a dosage of 3 to 4 kg/m².



Figure 39. Rebuilt waterproof deck view.

Before proceeding with the execution of the pavement layer, the new parapet was installed (figure 40).



Figure 40. View of the newly installed parapet.

The parapet is fixed by nuts to the screws (which act like a fuse in case of impact) in the anchor plate embedded in the band (figure 41).



Figure 41. Detail of fixing of the new installed parapet.

Finally, some bands were executed for the embedding of the parapet in the wing walls of both abutments, finishing off the containment system at both ends (figure 42).

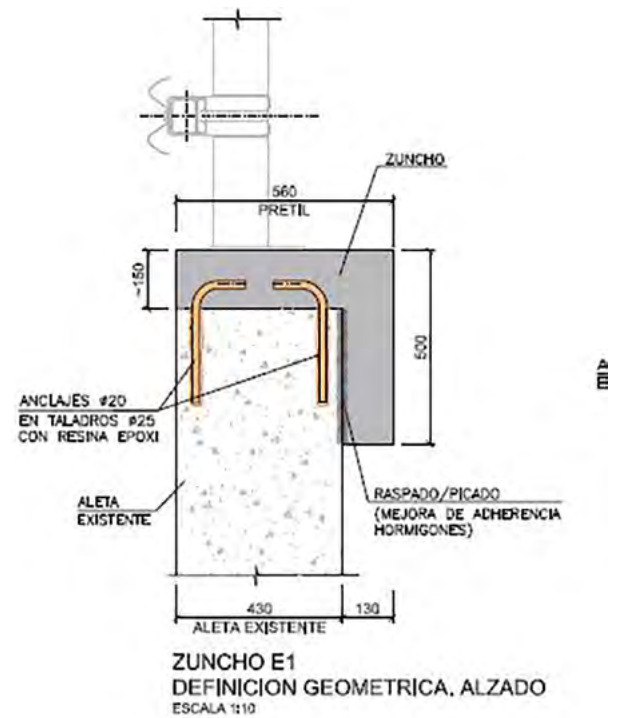


Figure 42. Strap in Abutments.

For this purpose, the anchoring of the parapet in the area was solved in both abutments by embedded bands with pins anchored to the existing wing wall of the parapet itself, in order to generate an area with the needed geometric dimensions and the required assembly for the fixing of the parapet (figure 43).



Figure 43. Concrete straps in the abutment area.

Completing the works, the paving over the waterproofing was done. As for the pavement, it was resolved with a layer of 3 cm-thick bituminous mixture BBTM 11 B PMB 45/80-65 (M-10), and a 7-cm-thick layer of bituminous mixture AC 22bin BC50/70 D (D-20) spread over the deck, in correlation with the arrangement of layers in the main way.

The road marks were also restored and new joints were installed to replace the sections that had been removed during the works. In some of the joints, due to their deterioration, the area affected by the works was also replaced the rest of the joint.

Although it is not part of the structural solution, it is worth mentioning, due to the importance of this type of work, the planning of the different traffic provisional re-routings, which is necessary for the development of these works.

During the course of the work, partial traffic deviations were required, affecting the Viaduct's part of the roadway, but also, at times, a complete deviation of the Viaduct's traffic was necessary, which required the traffic to run through the other roadway.

At the beginning it was decided to propose the option of cutting one lane, because the maintenance of both lanes during the development of the work was considered unfeasible, since, imposing a narrowing of both lanes, leaving each one at 3.00 m, and the shoulders at 0.70 m, did not leave the necessary available space for the work's correct development, with serious risk for the safety of the users and the work's personnel.

It was therefore decided to close one lane of the roadway, leaving only one operational lane, although a wider one. The dimensions for lanes and shoulders on a provisional basis during the development of the works after the partial cutting of the roadway, were as follows: outer shoulder: 1.50 m, provisional lane: 4.00 m, inner shoulder: 1.00 m and curb: 0.35 m.

In total, the circulation area was 6.85 m wide; since the original roadway had a total width of 11.20 m, a 4.35 m wide strip was left for the works. The separation between both areas was made by an anchored concrete TD-1-type barrier.

This solution was considered suitable, since 6.50 m (6.85-0.35) was a sufficient width for special transports, being also a straight section.

Subsequently, it was necessary to cut off the entire roadway (Transfer), since once the work had begun, a study of the main risks was carried out. This study analyzed all the phases in which it was possible to keep the roadway traffic in the fast lane of the viaduct, and the phases in which it was necessary to cut off the traffic, for the safety of the viaduct itself, of the workers and due to the nature of the work to be undertaken.

The study concluded that during the cutting phase and the reconstruction of the cantilever of the deck by means of carriages, it was not possible to keep the roadway open to traffic. This is because during the operation of the available cranes in the area, with sufficient capacity to move the sections that were being cut from the viaduct, (with which the pieces were held by slings that were later lifted to the truck that removed them), the lane that was originally prepared for traffic was inevitably invaded, so it was concluded that it was necessary to occupy the entire roadway.

In addition to all this, once the superficial hydrodemolition of the deck's strip that needed to be discovered was carried out, some sheaths of the pre-stressing of the deck were uncovered. As already mentioned, a certain state of deterioration was observed in some of them, which also made it advisable to release the traffic of that roadway, during the period in which the structure was being repaired.

For all these reasons, it was concluded to adopt the complete cut-off of traffic on the left side of the A-6 in the affected area, making the beginning of the complete cut-off of the road con-

cur with the end of the summer season, avoiding therefore to interfere with this time of year, when the traffic is more severe.

Since the roadways of the freeway run at different levels in this section, the deviation (Transfer) was arranged between the k.p. 422+400 and 429+900, where the adjacent median strip crossings were located closest to the section under construction (figure 44). All the traffic passed through the right-hand roadway, in both directions, with speed limited to 80 km/h. This did not cause any traffic jam problems, nor did it lead to any significant traffic incidents.



Figure 44. Traffic deviation view.

Once the transfer was carried out, it was found that a large number of drivers did not strictly respect the installed site signaling, not reducing their speed. Therefore, prefabricated transversal bands were fixed to force into reducing the speed in both directions, just before the traffic diversion section, in order to improve the safety of workers and road users.

Below there are some views of the completed structure, from both abutments and from below the Viaduct (figs. 45, 46 and 47).



Figure 45. View from Madrid Side Abutment.



Figure 46. Bottom view of rebuilt deck.



Figure 47. View from Galicia Side Abutment.

WORK DATA

Contract execution Budget:

1.210.884,97 €

Timetable for the execution of the works:

26 weeks.

With a stop in summer for 7 weeks due to traffic maintenance needs, resulting in a real total time of 19 weeks for the works.

Main work units:

Parapet CE marked: 440 m

Milling pavement: 128 m³

Hydrodemolition: 75 m³

Radial cut: 430 m

Formwork: 700 m²

Reinforcement steel: 55 tons

Concrete HA- 35: 210 m³

Drills for anchoring bars: 11,000 units

Promoter:

U.C.E. Lugo - D.C.E Galicia M° de Fomento.

Construction Company:

COPASA

Construction project and technical assistance to the management of the works.

PROES, Consultores S.A.

References

- [1] Dirección General de Carreteras (2012) Guía de Inspecciones Principales de Obras de Paso – Red de Carreteras del Estado – Serie Normativas – Ministerio de Fomento.
- [2] Dirección General de Carreteras (2014) Orden Circular 35/2014 Sobre criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos, Ministerio de Fomento.
- [3] UNE-EN 1317-1 y EN 1317-2 “Ensayos a escala real con diferentes tipologías de vehículos”, CTN 135 Equipamiento para la señalización vial, febrero 2011.
- [4] Dirección General de Carreteras (2011) Instrucción de Acciones en Puentes de Carretera IAP-11, Ministerio de Fomento, Madrid.
- [5] Comisión Permanente del Hormigón (2008) Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento, Madrid.
- [6] Dirección General de Carreteras, Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de carreteras y Puentes (PG-3), Artículo 704 Barreras de Seguridad, Ministerio de Fomento.

Tubos rellenos de hormigón expansivo. Aplicación al viaducto sobre el barranco de Erques. Programa experimental e instrumentación *in situ*

Tubes Filled with Expansive Concrete. Application to the Viaduct over the Erques Ravine. Experimental Programme and in-situ Instrumentation

Jose Pedro Gutiérrez^a, Sonia Martínez^a,
Juan José Sánchez^b, Fco. Javier Barroso^a, Luis Echevarría^a

^a Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc, CSIC)

^b Ferrovial Construcción, S.A.

Recibido el 30 de noviembre de 2020; aceptado el 5 de abril de 2021

RESUMEN

El viaducto sobre el barranco de Erques (Tenerife) es un puente formado por dos arcos con tablero intermedio de 110 m de longitud y una flecha en el centro de 15 m respecto al tablero. Cada arco está compuesto por dos tubos de acero, de 1020 mm de diámetro, rellenos de hormigón expansivo. En este artículo se describe el programa experimental que ha servido de base para la ejecución de los arcos del viaducto. También se detalla la instrumentación realizada para registrar las deformaciones longitudinales y circunferenciales de los tubos y las temperaturas de los mismos durante el proceso de hormigonado y posterior endurecimiento, con el objeto de estimar el efecto expansor del hormigón y comprobar si los resultados son acordes a los determinados en la investigación previa.

La caracterización del hormigón expansivo para su aplicación en estructuras tubulares requiere realizar ensayos de expansión libre y confinada del hormigón para ajustar la deformación de expansión necesaria. Estos ensayos se complementaron con otros para determinar la carga de deslizamiento del núcleo de hormigón dentro del tubo de acero a temperatura ambiente y con calentamiento uniforme y diferencial, realizados para evaluar la incidencia de los efectos térmicos en la resistencia a esfuerzos rasantes de la interfase tubo-hormigón.

PALABRAS CLAVE: Estructura mixta; tubo acero-hormigón; hormigón expansivo; puente arco; instrumentación.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

The viaduct over the Erques ravine (Tenerife) is a through arch bridge formed by two arcs with 110 m span and 15 m of rise at the mid span. Each arch is composed of two steel tubes, of 1020 mm diameter, filled with expansive concrete. This paper describes the previous experimental program that served as the basis for the execution of the arches of the viaduct. The instrumentation carried out to record the longitudinal and circumferential strains and temperatures outside the tubes during the casting process and subsequent hardening is also detailed, in order to estimate the expansive effect of the concrete and check if the results are according to those determined in the previous research.

The characterization of expansive concrete for its application in tubular structures requires performing free and confined concrete expansion tests, in order to adjust the required expansion strain. These tests were complemented with others used to determine the slip load of the concrete core inside the steel tube at room temperature and with uniform and differential heating, carried out to evaluate the incidence of thermal effects on the resistance capacity to interfacial shear stress forces of the interface tube-concrete.

KEYWORDS: Composite structure; steel-concrete tube; expansive concrete; arch bridge; monitoring.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: jpgutierrez@ietcc.csic.es (José Pedro Gutiérrez Jiménez).

I. INTRODUCCIÓN

Se conoce como CFT (“*concrete-filled tubes*”) a elementos estructurales formados por perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón. Esta combinación presenta ventajas como el hecho de que, para cargas axiales elevadas, el tubo metálico restringe la deformación lateral del hormigón generando sobre él un efecto de confinamiento, al tiempo que el hormigón limita el pandeo del acero hacia el interior del tubo. Además, el tubo exterior puede soportar cargas durante el proceso de construcción y hace las funciones de encofrado, reduciendo tiempos y costes de ejecución [1].

En los últimos años se han llevado a cabo numerosos estudios teóricos y experimentales acerca del comportamiento estructural de los CFT, [2]. Destacan entre otros, los publicados por Schneider [3], O’Shea et al. [4], Hatzigeorgiou [5-6], de Oliveira et al. [7] y Chacón et al. [8]. Varios autores señalan que en la mejora de la capacidad resistente que se obtiene con el sistema mixto resulta relevante el grado de confinamiento alcanzado en el hormigón, [9]. No obstante, para compresiones sustancialmente inferiores a la carga última, como son las cargas de servicio, este confinamiento estaría cuestionado porque el tubo de acero se puede expandir lateralmente más que el núcleo central de hormigón, al tener el acero y el hormigón distintos coeficientes de Poisson. La propia retracción del núcleo de hormigón y una temperatura medioambiental mayor en la camisa de acero puede dar lugar a la desconexión del tubo perdiendo las ventajas de un sistema mixto. Utilizando un hormigón expansivo se puede generar una deformación tal que, teniendo en cuenta todas las sollicitaciones y efectos, quede una deformación remanente que permita la generación de una presión de confinamiento y, en consecuencia, una capacidad para resistir tensiones rasantes en la interfase hormigón-tubo de acero, que pueda evitar o disminuir la utilización de conectores. Además, el confinamiento sobre el hormigón incrementa la capacidad portante del mismo.

Un criterio de dimensionamiento consiste en determinar el valor de expansión que debe generarse en el hormigón para que el balance neto de las deformaciones del acero y del hormigón debido a los diferentes fenómenos (deformación de expansión del hormigón, deformaciones por sollicitaciones externas, temperatura, retracción y fluencia) sea positivo. Interesa que la presión de confinamiento resultante genere una capacidad frente a tensiones rasantes mayor o igual que las tensiones rasantes de cálculo. De esta forma el sistema se aproxima a una estructura mixta.

La capacidad de resistir tensiones rasantes en la interfase está regida por la presión de confinamiento que se desarrolla y el coeficiente de rozamiento entre el tubo metálico y el hormigón. El producto de estos dos parámetros indica la capacidad del elemento frente al deslizamiento del núcleo dentro del tubo y, por lo tanto, en ausencia de conectores, marca un límite de capacidad portante del sistema mixto para resistir tensiones rasantes. Independientemente de las estimaciones teóricas, es necesario la comprobación de dicha capacidad mediante ensayos de deslizamiento.

En los estudios de expansión debe tenerse en cuenta que, dado un tipo de acero y una resistencia del hormigón, las tensiones en ambos materiales debidas a la deformación de expansión del hormigón tienen el mismo valor si la relación entre

el diámetro exterior del elemento y el espesor del tubo (D/t) permanece constante. Este hecho sirve también para elegir en los programas experimentales una relación D/t adecuada y similar a la proyectada en la obra real.

En cuanto a la normativa existente, las estructuras mixtas de hormigón y acero a nivel europeo están reguladas por el Eurocódigo 4, UNE-EN 1994-1-1 [10] donde se recogen aspectos relativos al cálculo para los E.L.U. de pilares mixtos y otros elementos mixtos comprimidos, incluidos los tubos circulares rellenos de hormigón. El acero estructural está recogido en el Eurocódigo 3, UNE-EN 1993-1-3 [11] y el hormigón estructural en el Eurocódigo 2, UNE-EN 1992-1-1 [12], así como en la Instrucción de Hormigón Estructural [13]. Como normativa de referencia a nivel internacional puede citarse el código americano AISC (2010) [14]. A nivel nacional se han publicado guías de referencia sobre hormigón expansivo [15].

No obstante, existe una ausencia de criterios claros de dimensionamiento de tubos rellenos con hormigón expansivo y de una reglamentación adaptada a estos sistemas, lo que hace necesario realizar un esfuerzo de investigación experimental para determinar las variables y parámetros fundamentales que rigen su comportamiento. Así, por ejemplo, una vez elegido el tipo y dosis de aditivo expansivo es necesario verificar experimentalmente las deformaciones de expansión y la capacidad frente al deslizamiento para comprobar la rigidez del tubo y los estados límite últimos del elemento.

Con este objetivo, el IETcc y Ferrovial Construcción, S.A. han colaborado en una investigación sobre elementos mixtos, tubos de acero rellenos de hormigón expansivo, con un programa experimental desarrollado en los laboratorios y naves de ensayo del IETcc, que permitiera evaluar los parámetros fundamentales que rigen el comportamiento de estos sistemas, con aplicación directa a la ejecución de los arcos del viaducto del Barranco de Erques.

Este viaducto, ubicado en la nueva carretera Adeje-Santiago del Teide en Tenerife, es un puente formado por dos arcos con tablero intermedio de 110 m de longitud, 25.7 m de ancho y una flecha en el centro de 15 m respecto al tablero, con una relación flecha luz de 1/7.3, figura 1. Los arcos, de directriz parabólica, se encuentran biempotrados en los arranques. Las cimentaciones de arcos y estribos del tablero son directas en el macizo rocoso.

Cada uno de los arcos está compuesto por dos tubos de acero S355, de 1020 mm de diámetro y 13 mm de espesor, rellenos de hormigón. La distancia entre los centros de los tubos de cada arco es de 1.5 m, encontrándose unidos en 13 secciones. El tablero es un emparrillado metálico con losa de compresión hormigonada sobre prelosas y está suspendido de los arcos cada 8 m mediante dos péndolas inclinadas de cable cerrado de 50 mm de diámetro, figura 2. El viaducto es un hito tecnológico de la ingeniería estructural española, siendo el primer puente en utilizar la tecnología del hormigón expansivo como relleno de los tubos de acero de los arcos portantes del tablero, prescindiendo de conectores interiores.

La estructura del viaducto es evolutiva, cambiando durante el proceso constructivo. Los arcos pasan por varias fases en su ejecución, conformando distintos sistemas estructurales resistentes y soportando diferentes esfuerzos: esfuerzos de izado y cuelgue durante el montaje de los arcos y en vacío en su posición definitiva; esfuerzos durante el llenado de los tubos; esfuerzos como estructura mixta una vez endurecido el hor-



a)



b)

Figura 1. Viaducto del Barranco de Erques: a) viaducto en construcción, b) viaducto finalizado.

migón en la fase de ejecución del tablero y cuelgue de las péndolas y, finalmente, los esfuerzos de servicio una vez superada la prueba de carga.

En este trabajo se describe el programa experimental realizado para determinar la dosificación del hormigón expansivo y el comportamiento frente al deslizamiento del sistema tubo de acero-hormigón, así como la instrumentación *in situ* de los arcos del puente para verificar dicho comportamiento frente a la expansión del hormigón. La finalidad de esta instrumentación ha sido determinar las deformaciones que se producen en los tubos de los arcos metálicos durante el proceso de llenado con un hormigón autocompactante de carácter expansivo y posterior endurecimiento, así como comprobar si los resultados son

acordes a los determinados en la investigación experimental previa realizada con tubos de la misma relación diámetro/espesor utilizada en el viaducto.

2. HORMIGÓN EXPANSIVO

Una importante innovación aplicada en el diseño de la estructura ha sido el empleo de hormigón expansivo como relleno de los tubos de los arcos. El objetivo de la expansividad es el de generar una presión de confinamiento permanente, que asegu-

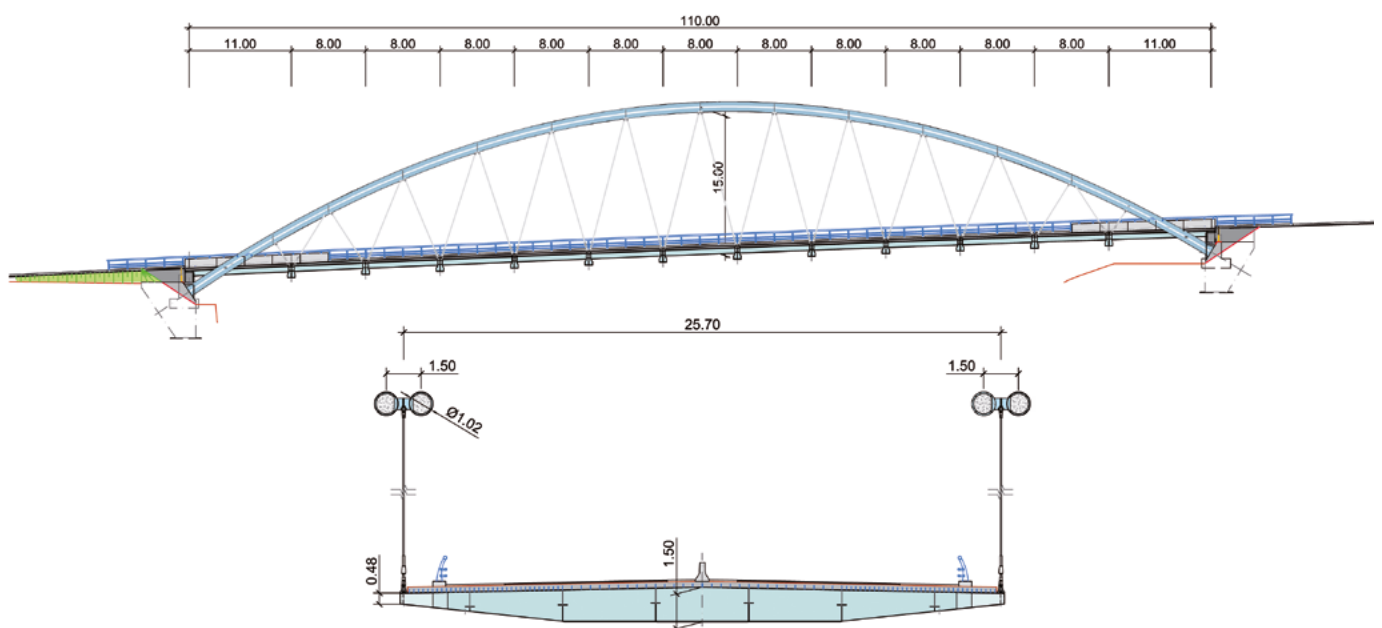


Figura 2. Esquema estructural en alzado y sección del viaducto.

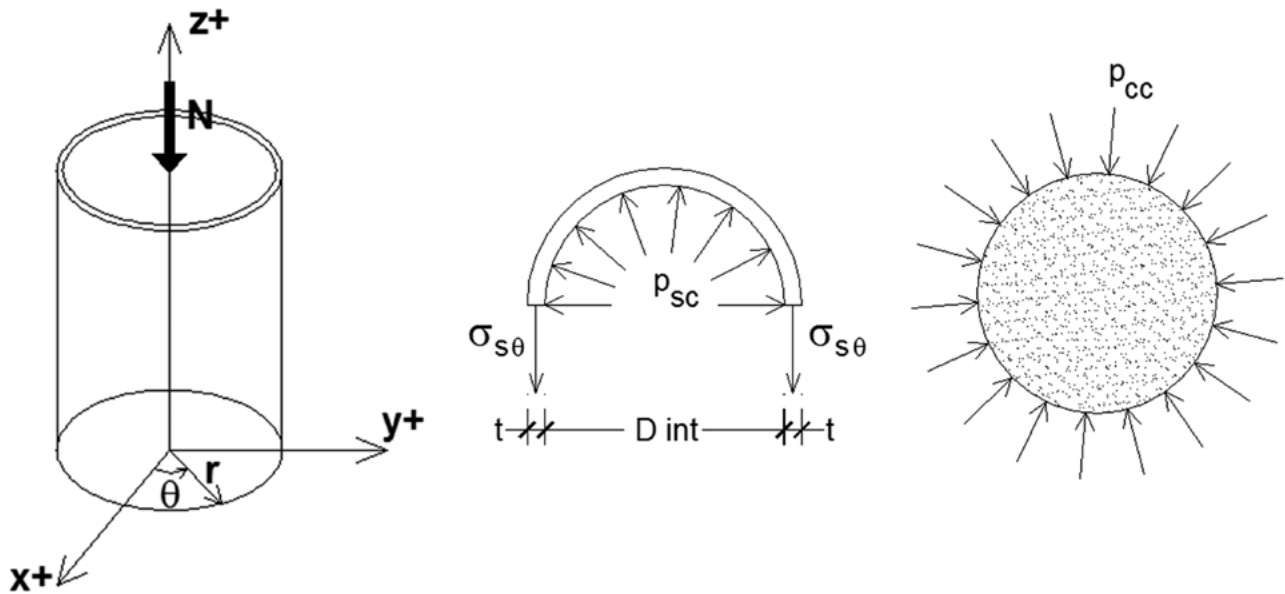


Figura 3. Tensiones en la sección transversal del tubo de acero y del núcleo de hormigón.

re el contacto entre hormigón y acero, y que, por tanto, haga factible la transmisión de esfuerzo rasante entre ambos materiales sin la utilización de conectores. Para mantener dicha presión de confinamiento, la expansividad deberá contrarrestar los efectos de la retracción del propio relleno y del calentamiento exterior del tubo, efectos que pueden provocar la separación de la interfase entre ambos.

A continuación se recogen las ecuaciones fundamentales que rigen los sistemas mixtos tubo-hormigón, indicando, aunque sea someramente, las bases de su dimensionamiento y comprobación. Estas ecuaciones permiten estimar la presión de confinamiento generada, así como las tensiones y deformaciones que dicha presión induce en el tubo y el hormigón, ecuaciones de la (1) a (6). La distribución de tensiones de la sección compuesta frente a flexión y axil se puede estimar con las ecuaciones (7) y (8).

A nivel de predimensionamiento sirven, por una parte, para determinar la presión de confinamiento y las deformaciones asociadas confinadas a partir de tanteos con una deformación libre asumida para el hormigón, de forma que se garantice el valor de la tensión de deslizamiento necesaria y, por otra, para estimar las tensiones normales de la sección compuesta frente a las sollicitaciones de flexocompresión. El conocimiento de las deformaciones teóricas de expansión es también un punto de partida u orden de magnitud para controlar las deformaciones que deben medirse en los ensayos y, en consecuencia, estimar el porcentaje de aditivo expansor necesario.

Desde el punto de vista teórico, una forma de abordar el cálculo de las deformaciones y tensiones generadas en ambos materiales consiste en plantear las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la superficie de contacto, figura 3.

En general, para un axil exterior N actuando sobre un tubo mixto de acero - hormigón junto a una expansión del hormi-

gón y una dilatación térmica de los materiales, la ecuación de equilibrio según el eje vertical z es la ecuación (1).

$$\sigma_{sz} A_s + \sigma_{cz} A_c = N \quad (1)$$

Donde σ_{sz} y σ_{cz} son la tensión vertical en el acero y en el hormigón, respectivamente, que actúan sobre un área de acero A_s y un área de hormigón A_c .

En la sección transversal, la ecuación de equilibrio del tubo es la ecuación (2).

$$p_{sc} = 2 \sigma_{s\theta} t / D_{int} \quad (2)$$

Siendo $\sigma_{s\theta}$ la tensión en la dirección θ en el acero, D_{int} el diámetro interior del tubo de acero y t su espesor. La presión de confinamiento actuante sobre el núcleo de hormigón (p_{cc}) es igual a la actuante sobre el tubo acero (p_{sc}) pero de signo contrario.

Además, en cualquier punto de contacto tubo-hormigón deben de cumplirse las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones:

$$\sum \varepsilon_{sz} = \sum \varepsilon_{cz} \quad (3)$$

$$\sum \varepsilon_{s\theta} = \sum \varepsilon_{c\theta} \quad (4)$$

Cuando solo se considera el efecto de la deformación libre del hormigón, la ecuación queda reducida a las expresiones (5) y (6).

$$\varepsilon_{sz}^0 = \varepsilon_{cz}^0 + \varepsilon_{cl} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{s\theta}^0 = \varepsilon_{c\theta}^0 + \varepsilon_{cl} \quad (6)$$

Donde ε_{sz}^0 y ε_{cz}^0 son las deformaciones según el eje z del acero y del hormigón, respectivamente, debido a las tensiones longitudinales y transversales que se generan, $\varepsilon_{s\theta}^0$ y $\varepsilon_{c\theta}^0$ las deformacio-

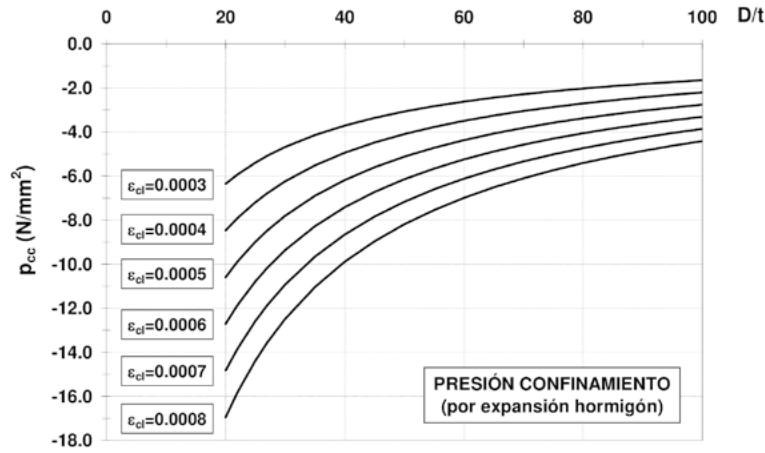


Figura 4. Presión de confinamiento para distinto ϵ_{cl} y D/t ($f_c=50 \text{ N/mm}^2$ y $\nu_c=0,20$).

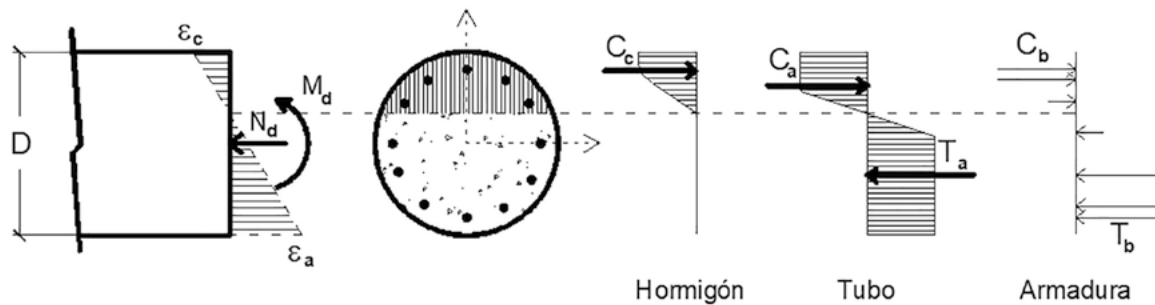


Figura 5. Distribución de tensiones y deformaciones en la sección transversal.

nes según el eje θ y ϵ_{cl} la propia deformación libre considerada para el hormigón.

Estas ecuaciones son válidas para estudiar el efecto de una deformación de expansión libre del núcleo de hormigón (ϵ_{cl}). A partir de estas ecuaciones, expresando las deformaciones en función de las tensiones, se pueden determinar la tensión en el hormigón, en el acero y la presión de confinamiento.

Cuando existen deformaciones de origen térmico, estas deben incluirse en las ecuaciones de compatibilidad, tanto para el acero como para el hormigón. Las deformaciones libres debidas a la temperatura se pueden estimar con las expresiones: $\epsilon_{st} = \alpha_s \Delta_{ts}$ y $\epsilon_{cl} = \alpha_c \Delta_{tc}$, siendo α_s y α_c los coeficientes de dilatación térmica del acero y del hormigón, respectivamente y Δ_{ts} , Δ_{tc} los incrementos de temperatura de cada material. Igual que se procede con las deformaciones anteriores puede hacerse con otras, como las deformaciones de retracción del núcleo de hormigón.

Un parámetro fundamental en el comportamiento resistente del sistema CFT es la relación entre el diámetro del tubo y su espesor (D/t). Como se ha indicado, para unas mismas características del acero y del hormigón, las tensiones en ambos materiales debidas a la deformación de expansión del hormigón tienen el mismo valor si la relación D/t permanece constante.

En la figura 4 se muestra como varía la presión de confinamiento del sistema mixto tubo-hormigón en función de la relación D/t para distintos valores de deformación libre del

hormigón. Como puede observarse, al aumentar la deformación de expansión del hormigón (ϵ_{cl}), aumenta la presión de confinamiento, siendo esta mayor cuanto menor es la relación D/t .

Además de la incidencia de la relación D/t , las ecuaciones (1) a (6) permiten estudiar la influencia de diversas variables en la presión de confinamiento, entre otras, el axil soportado, que para una determinada deformación de expansión del hormigón, la presión de confinamiento disminuye al aumentar el nivel de sollicitación axial de la sección; el valor de coeficiente de Poisson del hormigón, donde a mayor coeficiente de Poisson, mayor presión de confinamiento, si bien en los cálculos se adopta generalmente un valor igual a 0.2; o el módulo de elasticidad del hormigón, que a menor módulo de elasticidad, menor es la presión de confinamiento.

Respecto de la capacidad resistente de secciones CFT a flexocompresión, el análisis de la sección mixta frente a estas sollicitaciones puede hacerse siguiendo un procedimiento similar al utilizado en el cálculo de secciones de hormigón armado sometidas a tensiones normales producidas por la sollicitación exterior de un axil y un momento flector. La figura 5 muestra la geometría de la sección transversal, así como la distribución de tensiones y deformaciones en los distintos materiales que pueden conformar el sistema para esfuerzos de flexocompresión (se ha representado un caso genérico en el que puede haber armadura longitudinal en el hormigón).

Por equilibrio de fuerzas y momentos en la sección, es posible estimar el valor de axil y momento último resistido. Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos se obtienen igualando las resultantes de tensiones del hormigón y del acero, función de las deformaciones, con los esfuerzos exteriores aplicados (axil N y momento M). Para una sección de canto h igual al diámetro exterior del tubo, figura 6, las ecuaciones de equilibrio son las siguientes:

$$N = \Sigma A_{si} \sigma_{si} + \int_h \sigma_c(y) b(y) dy + \int_h \sigma_a(y) e(y) dy \quad (7)$$

$$M = \Sigma A_{si} \sigma_{si} y_{si} + \int_h \sigma_c(y) b(y) y dy + \int_h \sigma_a(y) e(y) y dy \quad (8)$$

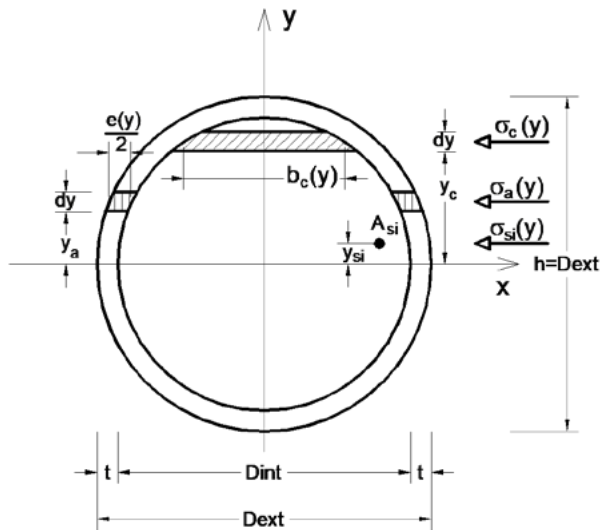


Figura 6. Sección transversal del tubo mixto acero-hormigón.

El hormigón del núcleo está confinado por lo que se puede considerar en el análisis un incremento de la resistencia del hormigón y de su deformación última. En el Código Modelo 2010 [16] se recoge una formulación explícita para estimar la resistencia a compresión del hormigón confinado en función de la tensión de confinamiento y de la resistencia del hormigón sin confinar. El efecto del confinamiento incrementa la resistencia del hormigón, que a su vez se traduce en una mayor presión de confinamiento. Este incremento puede evaluarse entre un 5% para relaciones altas de D/t y un 14% para relaciones bajas de D/t .

Entre las variables que deben estudiarse está, entre otras, la relación entre el diámetro exterior del tubo y su espesor (D/t). Esta relación es un factor determinante en la capacidad resistente de la sección. Para un mismo tipo de hormigón y tipo de acero, secciones con la misma relación D/t tienen una misma capacidad resistente en términos de axil y momento normalizado (N/N_0 y M/M_0), siendo M_0 la capacidad resistente a flexión con axil nulo y N_0 la capacidad resistente a compresión con momento nulo.

De forma análoga tubos con el mismo tipo de acero estructural y hormigón y la misma relación D/t tienen el mismo diagrama axil momento normalizado (N/N_0 y M/M_0) si la cuantía geometría de armado interior es la misma.

3.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se ha desarrollado un programa experimental que ha permitido evaluar los parámetros fundamentales que rigen el comportamiento de este tipo de sistema mixto.

Este programa ha consistido: en obtener unas dosificaciones de hormigón autocompactante que generasen una expansión cercana a la deseada; realizar ensayos a deslizamiento con tubos de relación diámetro/espesor similar a los proyectados para los arcos del viaducto; así como llevar a cabo una instrumentación *in situ* de los arcos para evaluar las deformaciones y temperaturas que se producen en los tubos durante el hormigonado, fraguado y endurecimiento del hormigón.

El análisis estructural ha evaluado el rasante en los arcos del viaducto. Este rasante es variable a lo largo de la luz, estimándose la tensión rasante máxima de cálculo en 0.29 N/mm^2 . Este valor es uno de los requisitos fundamentales para la investigación experimental, traducido en unos valores de la presión de confinamiento y de las deformaciones asociadas del hormigón, libre y restringida.

3.1. Ensayos de caracterización

Se ha realizado un amplio plan de ensayos, desarrollado en varias fases, para determinar una dosificación óptima del hormigón que cumpliera con los requisitos de expansión necesaria, de resistencia y que fuera autocompactable.

En una primera fase se han estudiado como variables diversos tipos de cementos (42.5 y 52.5) y de superplastificantes, así como dos tipos de productos de expansión, que se probaron con distintos porcentajes dentro de los límites recomendados por el fabricante. Cada dosificación se ha caracterizado en estado fresco, determinando la fluidez, densidad y contenido de aire, y en estado endurecido, evaluando su resistencia y expansión.

Además, para cada dosificación se realizaron dos ensayos con probetas para evaluar la deformación libre y otras dos probetas para determinar la deformación restringida. Los ensayos de expansión libre se han realizado según el método de ensayo recogido en la norma ASTM C157 [17]. Los ensayos para estimar la expansión restringida se han hecho según el método de ensayo recogido en la norma ASTM C878 [18].

Para asegurar la autocompactabilidad del hormigón de relleno de los tubos, se han realizado ensayos de escurrimiento, realizados según UNE-EN 12350-8 [19], comprobando que se obtenían resultados homogéneos y acordes con los requisitos que se recogen en el Anejo 17 de la EHE-08 [13].

En una segunda fase se procedió al ajuste y optimización de los tipos de cementos y porcentajes de los aditivos expansivos. Se empezaron a realizar, además, varios ensayos con tubos pequeños y relación D/t similar al empleado en obra, cuyo objeto era comprobar el orden de magnitud de las deformaciones circunferenciales que se generaban. Con varios de estos tubos, de diferentes alturas, se hicieron unos ensayos preliminares de deslizamiento.

Después de varias dosificaciones y pruebas, se determinó la dosificación de estudio que mejor se adaptaba a las exigencias requeridas. Se eligió un cemento CEM I- 52.5 R y un aditivo de expansión tipo DRY, con un porcentaje de dosificación comprendido entre el 8% y el 11% del contenido de cemento. Con

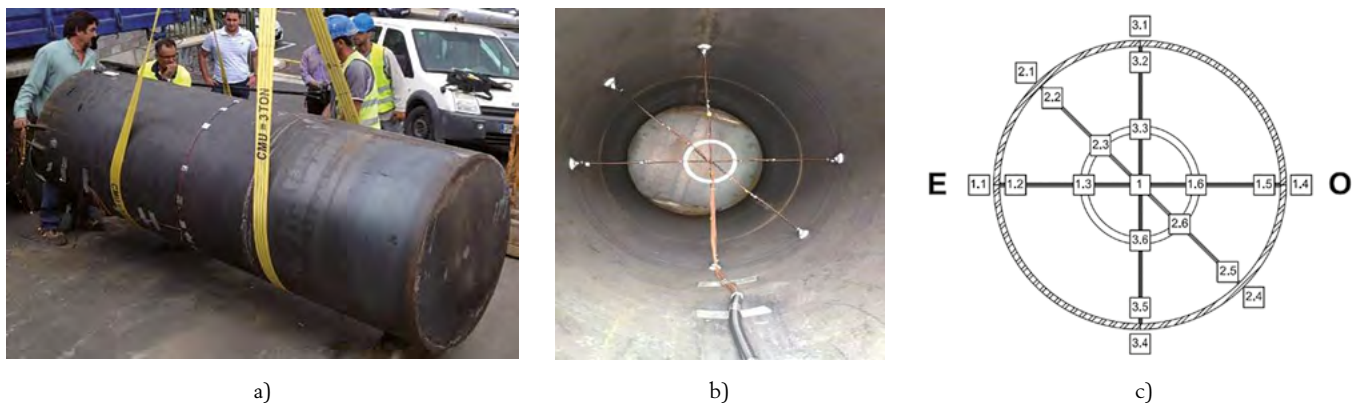


Figura 7. Tubo *in situ* e instrumentación interna: a) tubo, b) instrumentación interna, c) disposición de termopares.

estos porcentajes se obtenían deformaciones lineales libres comprendidas, mayoritariamente, entre el 0.55‰ y el 0.75‰, que se consideraron adecuadas para cumplir, en principio, las exigencias de proyecto. Las deformaciones circunferenciales medidas en los tubos estaban comprendidas entre 0.45‰ y el 0.65‰, y las tensiones medias de deslizamiento entre 0.55 N/mm² y 0.95 N/mm². En el apartado 3.4 se recoge una estimación de estas tensiones obtenidas de ensayos de deslizamiento para tubos con distintas condiciones de temperatura.

Teniendo en cuenta las variables analizadas en las dos fases preliminares, se han preparado más de 30 dosificaciones tipo. En la tercera fase se concretó el porcentaje final de aditivo expansivo a utilizar y se realizaron los ensayos de deslizamiento que se recogen en el apartado 3.2.

En esta tercera fase se han realizado una serie de ensayos para obtener unas dosificaciones de hormigón autocompactante que generen una expansión cercana a la deseada, estimada entre 0.4‰ y 0.5‰. Como dosificaciones de estudio de los hormigones se han considerado aquellas con un contenido de cemento del orden de 480 kg/m³, una relación agua cemento de 0.4, una dosis de aditivo expansivo tipo DRY en torno al 10% del contenido de cemento y aditivos superplastificantes con una dosificación comprendida entre el 1.6% y el 1.8%, obteniendo resistencias del orden de 50 N/mm².

La dosificación final empleada por m³ fue la siguiente: 485 kg de cemento CEM I – 52.5 R; 230 kg de agua; 489 kg de grava 6/12; 692 de arena 0/6; 337 kg de arena 0/3; 8.2 kg de superplastificante y 48.5 kg de DRY D1 C.

El superplastificante añadido fue GLENIUM SKY 549. El porcentaje de aditivo expansivo empleado está dentro de las especificaciones del fabricante. Dicho porcentaje podría considerarse elevado para hormigones sin confinar, pero resulta apto para la finalidad propuesta (confinamiento del hormigón en el interior del tubo) con objeto de alcanzar los requerimientos de diseño.

3.2. Ensayos de deslizamiento

Para estudiar los tubos rellenos de hormigón se han realizado ensayos de deslizamiento a temperatura ambiente y con calentamiento exterior uniforme y diferencial, para evaluar la influencia de la temperatura en la resistencia a deslizamiento del núcleo de hormigón.

Previo a estos ensayos, y con el objeto de ajustar los valores de la acción térmica, se instaló un tubo de acero relleno de hormigón en Tejina de Guía (Tenerife). El tubo se colocó con la misma orientación que llevaría el futuro puente. Para el registro de temperaturas se colocaron 19 termopares en distintos puntos del núcleo de hormigón y en el tubo de acero. En una zona exterior al tubo se colocó otro termopar para registrar la temperatura ambiente. Todos los termopares instalados son tipo T y van protegidos contra la humedad y esfuerzos mecánicos. En la figura 7 se puede ver la disposición de los termopares en una sección del tubo.

De las medidas que se registraron se puede destacar que las mayores temperaturas se obtuvieron en los termopares 3.1 y 3.2, con valores en torno a los 65°C. La diferencia de temperatura media entre las medidas exteriores del tubo de acero y el interior del hormigón (termopar 1) fue de unos 30°C para el periodo de mayor soleamiento. La diferencia de temperaturas entre caras opuestas del eje vertical fue del orden de 28°C.

Conocidos los valores de acción térmica, el programa experimental consistió en el ensayo de 9 tubos de acero de 1264 mm de altura, 316 mm de diámetro interior y 4 mm de espesor, figura 8. El diámetro del tubo de ensayo es aproximadamente 1/3 del diámetro del tubo de la obra real y la longitud de 1264 mm es suficiente para poder movilizar todo el cilindro de hormigón frente al deslizamiento con los medios disponibles en el laboratorio. La relación D/t de los tubos ensayados, parámetro fundamental en el comportamiento resistente del sistema CFT, es similar a la de los arcos del viaducto, por lo que el factor de escala de los ensayos se amortigua, permitiendo que los resultados puedan ser comparados.



Figura 8. Vista general de varios de los tubos metálicos.



Figura 9. Tubo hormigonado.



Figura 10. Tapa superior atornillada.

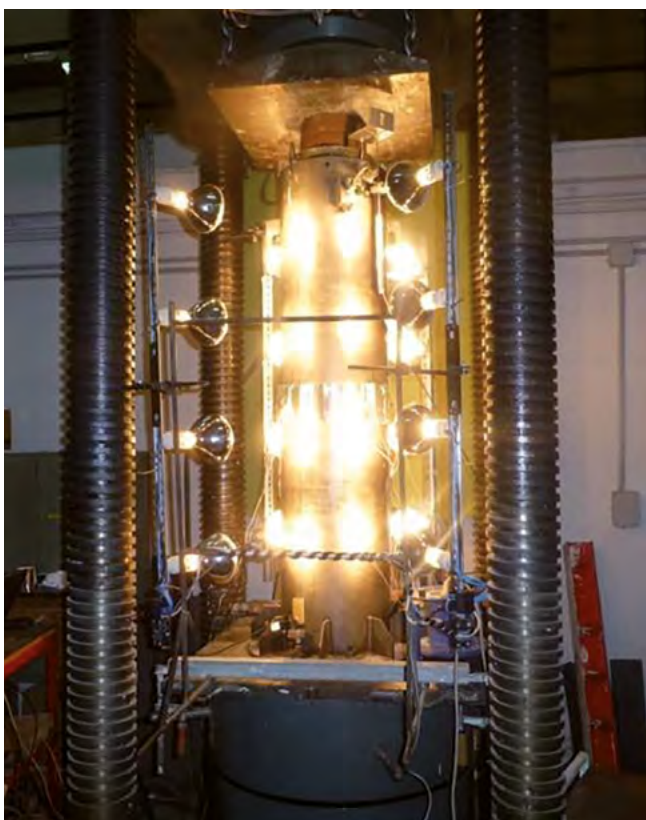


Figura 11. Ensayo de un tubo con calentamiento uniforme.



Figura 12. Ensayo de un tubo con calentamiento diferencial.

Los tubos se llenaron de hormigón con un 10% de aditivo expansivo, figuras 9 y 10.

Los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Tres tubos a temperatura ambiente.
- Tres tubos sometidos a un calentamiento exterior uniforme, entre 63°C y 65°C en la superficie, manteniéndose el núcleo de hormigón a 32°C.
- Tres tubos sometidos a un calentamiento diferencial, con una diferencia de temperatura entre un lado y el otro del tubo de unos 32°C, algo mayor que la obtenida en el ensayo *in situ*. La temperatura del núcleo de hormigón se mantuvo entre 32°C y 34°C en los distintos ensayos.

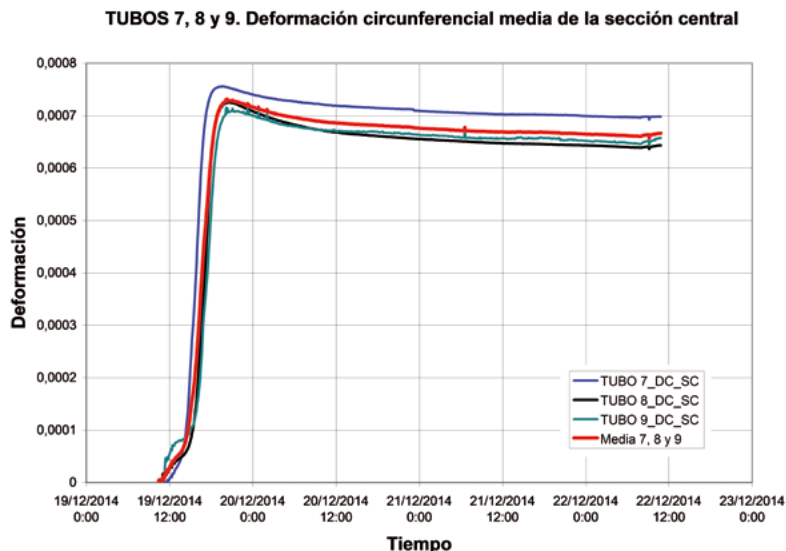
Los tubos se ensayaron a deslizamiento pasados más de 28 días de su hormigonado. Los ensayos se realizaron con una prensa

ICON de 1000 toneladas de capacidad (10 000 kN), figuras 11 y 12. Los ensayos consistieron en aplicar con la prensa una carga axial con objeto de hacer deslizar el núcleo de hormigón respecto del tubo de acero.

3.3. Instrumentación de los tubos de ensayo

Para el registro de temperatura, se han colocado termopares dentro del hormigón para medir la temperatura que se desarrollaba tanto en el proceso de fraguado como durante la fase de calentamiento.

Los termopares se han colocado en la sección situada a la mitad de la altura del tubo. De estos termopares, uno se colocó en el centro de la sección de hormigón, disponiendo los otros circunferencialmente, en diámetros perpendiculares, a distan-



Tubo	Deformación circunferencial en sección central	Deformación media
1	$6,11 \cdot 10^{-4}$	$6,36 \cdot 10^{-4}$
2	$6,76 \cdot 10^{-4}$	
3	$6,21 \cdot 10^{-4}$	
4	$6,60 \cdot 10^{-4}$	$6,67 \cdot 10^{-4}$
5	$6,37 \cdot 10^{-4}$	
6	$7,03 \cdot 10^{-4}$	
7	$6,98 \cdot 10^{-4}$	$6,63 \cdot 10^{-4}$
8	$6,41 \cdot 10^{-4}$	
9	$6,52 \cdot 10^{-4}$	

Figura 13. Deformaciones circunferenciales registradas en los tubos: a) Gráfica Deformaciones circunferenciales registradas en los tubos 7, 8 y 9, b) Tabla con las deformaciones de los tubos.

cias de un tercio y dos tercios del radio.

Para la medida de desplazamientos, se han colocado dos transductores en la parte superior tipo LVDT y otro en la parte inferior. Durante el ensayo se registraba la carga aplicada, así como los movimientos relativos entre hormigón y acero.

Para el calentamiento de los tubos se han empleado 16 lámparas OMRON de 250 W controladas con micro Arduino conectado a relés de estado sólido. En los ensayos con calentamiento diferencial se protegió la mitad del tubo con paneles aislantes.

3.4. Resultados

En cuanto al calor de hidratación, la temperatura media alcanzada en el centro del hormigón durante la hidratación fue del orden de 73°C .

Respecto a las deformaciones circunferenciales de expansión, los resultados obtenidos fueron similares en todos los tubos, registrándose a las 72 horas una deformación media del orden de $6,55 \cdot 10^{-4}$. La figura 13 recoge las deformaciones registradas en los tubos 7, 8 y 9.

Respecto a los ensayos de deslizamiento a temperatura ambiente, la tensión media de deslizamiento ha sido de $0,846 \text{ N/mm}^2$, obtenida dividiendo la fuerza aplicada por la superficie de contacto entre hormigón y tubo. En los ensayos de deslizamiento con calentamiento uniforme, la tensión media de deslizamiento ha sido de $0,716 \text{ N/mm}^2$ y en los ensayos con calentamiento diferencial, la tensión media de deslizamiento ha resultado de $0,663 \text{ N/mm}^2$.

La tensión media de deslizamiento del núcleo de hormigón disminuye un 15% para el caso de calentamiento uniforme y un 22% para el caso de calentamiento diferencial, respecto a la tensión media obtenida en los ensayos a temperatura ambiente de laboratorio. En el caso más desfavorable, la tensión rasante obtenida en el ensayo es mayor que dos veces la máxima tensión rasante en el estado límite último en los arcos del viaducto.

4.

INSTRUMENTACIÓN DE LOS TUBOS DE LOS ARCOS DEL VIADUCTO SOBRE EL BARRANCO DE ERQUES

Los arcos metálicos se fabricaron en tres trozos que se ensamblaron horizontalmente en la explanada próxima a uno de los estribos del puente. En esta situación se procedió a montar la instrumentación básica de las secciones de los arcos, que después se completó con los equipos de medida una vez dispuestos los arcos en su posición definitiva.

La figura 14 muestra un esquema de la sección del puente con los tubos instrumentados. En el arco 1 el tubo instrumentado fue el exterior y en el arco 2 fue el interior.

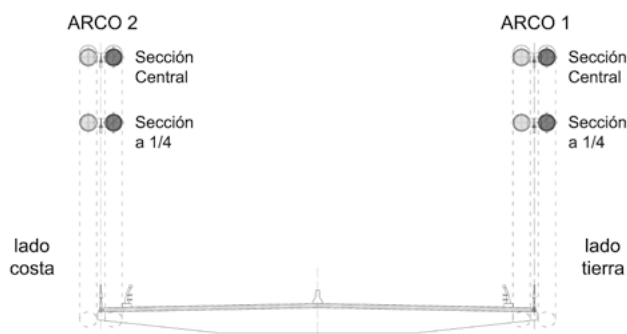


Figura 14. Sección del puente.

La instrumentación dispuesta para registrar las deformaciones longitudinales y circunferenciales y temperaturas en el exterior de los tubos, en 4 secciones, ha sido la siguiente:

4.1. Medidas eléctricas

Tubo del arco 1: Tubo exterior del arco.

En cada sección se ha utilizado un acondicionador QuantumX MX1615 de HBM para medir tanto la deformación como la

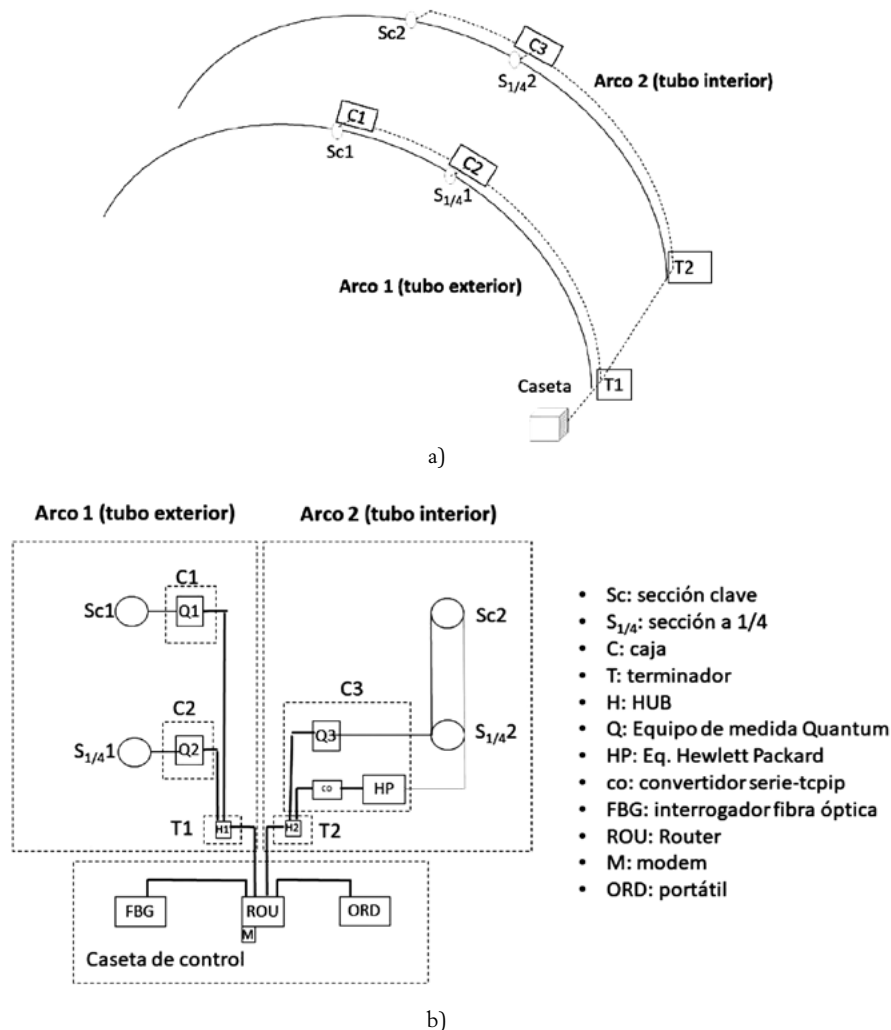


Figura 15. Red local: a) Localización de la instrumentación en los arcos y b) Esquema general.

temperatura. La deformación se ha medido con sensores FCA-3-11-1L de TML. Estos sensores son rosetas de dos galgas extensométricas dispuestas a 90°, de 3 mm de longitud y 120 Ω de resistencia. La configuración eléctrica es en ¼ de puente a 4 hilos. La medida de la temperatura se llevaba a cabo con sensores PT100 de la casa TC (clase B, 4 hilos, encapsulado en silicona, flexibles, aislados con teflón y malla metálica).

Tubo del arco 2: Tubo interior del arco.

En la sección ¼ se ha colocado un acondicionador QuantumX MX1615 que mide las deformaciones de las dos secciones del tubo del arco 2; utilizando para ello los mismos sensores y con la misma configuración que en el caso del tubo del arco 1. La temperatura se ha medido con termopares tipo T de la casa TC (modelo 3AY-T-10mm-3m-B50TX-3.0-dualwall hetshrink-insulated-cl1, clase 1, vaina de acero inoxidable de 3x10 mm, aislado con PFA) conectados a un equipo de adquisición de datos HP34970A de Hewlett Packard provisto de un módulo de 20 canales 34901A.

4.2. Fibra óptica

La sección a ¼ del tubo 2 se ha instrumentado con sensores de fibra óptica tipo redes de Bragg para tener, en caso necesario,

una alternativa a las medidas registradas. Se ha utilizado un array de 4 m de longitud con 4 sensores de 10 mm y en torno a 1550 nm de longitud de onda, montados en fibra monomodo 9/125 μm. Para las conexiones se ha utilizado un equipo Fujikura FSM-18S y para la lectura un interrogador FBG Scan 800.

4.3. Comunicaciones, software y tratamiento de datos

Para el registro de medidas se ha montado una pequeña red local para conectar los equipos Quantum X y el interrogador fbg, con un ordenador portátil situado en el puesto de control. Para la conexión del equipo HP34970A se ha utilizado un convertidor RS232C-ethernet Expert EX9132. A los cuatro equipos encargados de las medidas eléctricas se les ha llevado un cable de acometida eléctrica para su alimentación. Todo el cableado, los equipos y los sensores se instalaron para trabajar a la intemperie.

La red local implementada es la que se indica en los esquemas de la figura 15. En el tubo del arco 1, tubo exterior, se colocó un equipo Quantum X en la sección central y otro en la sección a ¼. En el tubo del arco 2, tubo interior, se dispuso otro equipo Quantum X en la sección a ¼, para medir las deformaciones de las dos secciones instrumentadas y un equipo de adquisición de datos HP34970A con un convertidor RS232C para registrar las temperaturas.

En la red local, los equipos de medida se conectaron mediante hubs a un router provisto de un modem 3G, que, a su vez, mediante sendos puertos libres se conecta al interrogador de fibra óptica y al ordenador.

El software utilizado para el control y la configuración de los equipos Quantum X ha sido el CatmanEasy de HBM. En cuanto al equipo de HP se ha utilizado el Agilent Bechlink Data Logger. Finalmente, para el manejo y control del interrogador se ha empleado el Illumisense de FBGS. El tratamiento de datos final para unificar y sincronizar todas las medidas se ha llevado a cabo con MatLab.

4.4. Registros de deformaciones y temperaturas

En cada tubo se han instrumentado dos secciones, una próxima a la clave del arco (sección clave o sección central) y otra situada a 30 m del extremo, que se denomina sección $\frac{1}{4}$. En cada sección se han dispuesto cuatro puntos de medida y en cada punto se han instalado dos bandas extensométricas, una en dirección circunferencial y otra en dirección longitudinal, y un sensor de temperatura. La figura 16 recoge la situación del arco 1 en la explanada, mostrando lo que será su cara inferior en su posición definitiva en obra. En cada punto de medida se retira la pintura protectora del arco en una superficie pequeña para colocar las galgas y termopares, figura 17.



Figura 16. Arco 1 en explanada.



Figura 17. Detalle instrumentación.

Una vez colocadas las galgas en cada punto de medida, se procede al cableado de las mismas y a su protección con cajas registradoras y varias capas de aislante térmico, como se aprecia en la figura 18. Todo el cableado va protegido con tubos

para intemperie. Una vez colocados los arcos en su posición definitiva mediante potentes grúas, figura 19, se montan los equipos de medida, figura 20, y se protegen dentro de las cajas dispuestas para este fin, figura 21.



Figura 18. Colocación de la protección.



Figura 19. Colocación de Arcos en posición final.



Figura 20. Colocación de equipos en arcos.



Figura 21. Cajas de protección.

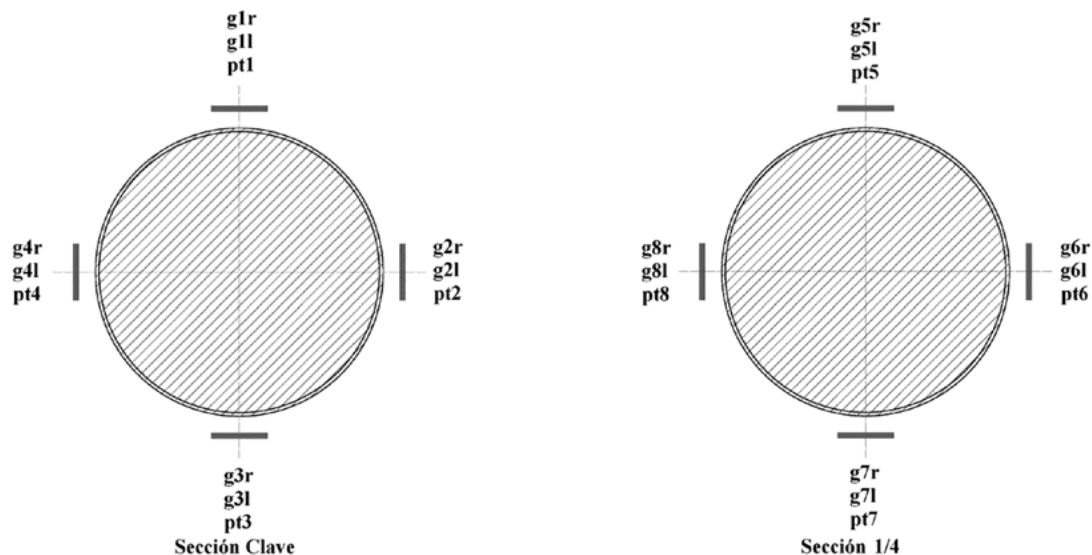


Figura 22. Denominación de galgas y termopares en secciones clave y $\frac{1}{4}$ del tubo 1.



Figura 23. Hormigonado de arcos.

En la [figura 22](#) se recoge el esquema de colocación de las galgas en las secciones clave y $\frac{1}{4}$ del tubo 1. Para el tubo 2 se ha seguido el mismo esquema. Las señales de las galgas se corrigieron teniendo en cuenta su sensibilidad térmica (thermal output, hoja de datos del fabricante) si bien se ha constatado que esta corrección correspondiente a la temperatura máxima registrada fue un valor pequeño frente a los valores obtenidos. Durante un periodo de tiempo antes y después del hormigonado de los arcos se comprobó la estabilidad de las medidas.

Una vez instalados los equipos y probada la instrumentación los arcos quedaron preparados para su hormigonado.

Posteriormente, se procedió al relleno de los tubos con el hormigón autocompactante expansivo preparado en una planta próxima al viaducto. El hormigonado se efectuó mediante las ventanas y respiraderos dispuestos a diferentes alturas en una secuencia simétrica y ascendente, [figura 23](#). El relleno de cada arco, en días distintos, se completó en menos de 48 horas.

4.5. Resultados de las medidas registradas

El gráfico de la [figura 24](#) recoge las deformaciones medias circunferenciales de las dos secciones instrumentadas, sección a $\frac{1}{4}$ y sección en clave, en un periodo comprendido entre unas horas antes de empezar el hormigonado y dos días después de finalizar el mismo.

Como puede observarse, las deformaciones circunferenciales en la sección $\frac{1}{4}$ y en la clave son similares, con un pequeño desfase debido a los tiempos de hormigonado del arco. Esta similitud en las deformaciones medidas indica que el hormigón ha sido homogéneo con la dosis de aditivo expansivo utilizado y corrobora los distintos ensayos realizados en laboratorio con este tipo y dosis de aditivo.

Los gráficos de la [figura 25](#) recogen la deformación longitudinal medida en cada uno de los puntos instrumentados de las secciones situadas a $\frac{1}{4}$ y en la clave.

Deformación media circunferencial en las secciones clave y 1/4

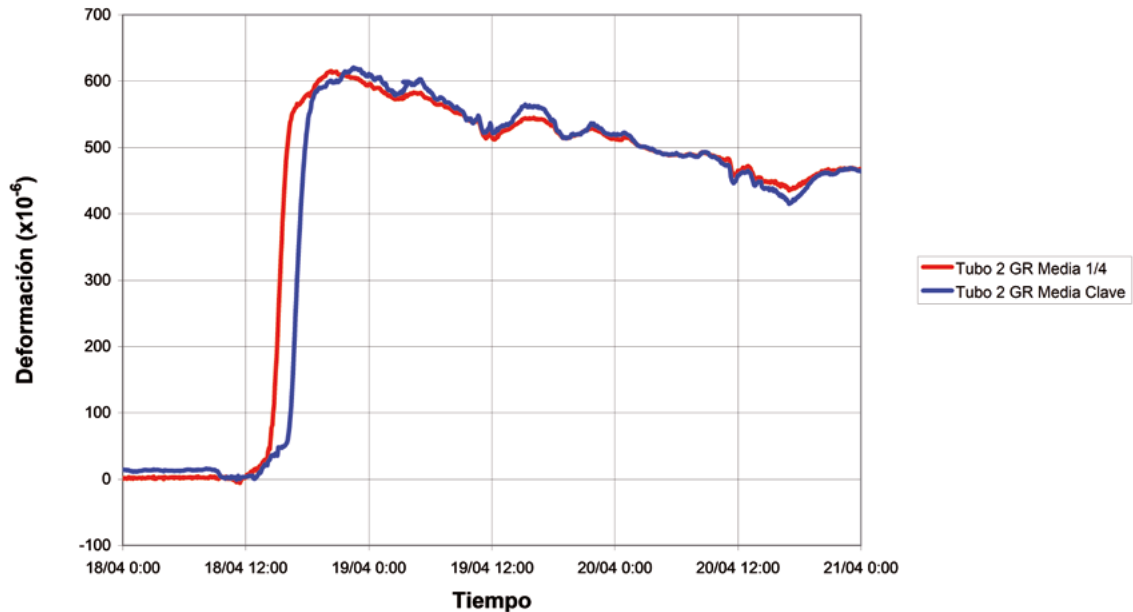
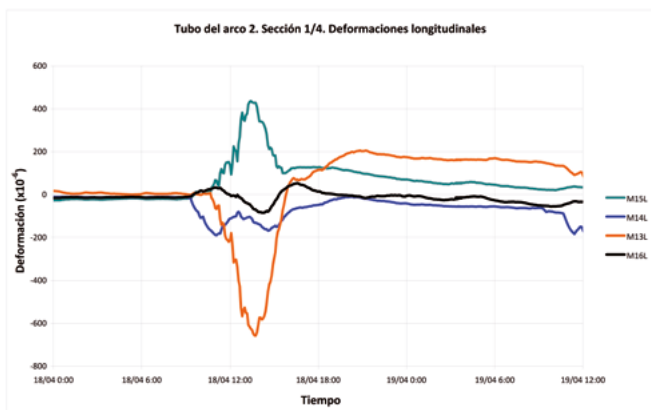
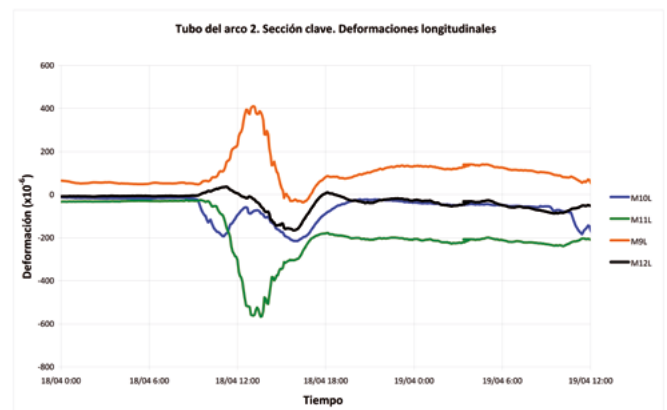


Figura 24. Deformación media circunferencial en sección clave y 1/4.



Sección 1/4



Sección clave

Figura 25. Deformación longitudinal en sección 1/4 y sección clave.

Como se observa en el gráfico, las deformaciones registradas en las bandas superior e inferior son de distinto signo, debido a la variación de los esfuerzos de flexión que se producen en la sección cuando se va hormigonando el arco.

El gráfico de la [figura 26](#) muestra las deformaciones medias longitudinales de las dos secciones instrumentadas.

En el gráfico se observa también un desfase debido a los tiempos de hormigonado del arco. Las deformaciones longitudinales muestran el mismo ritmo de variación a lo largo del tiempo, estando influidas durante el hormigonado por los distintos esfuerzos de flexión que se producen en cada una de las secciones instrumentadas.

La deformación circunferencial media estabilizada obtenida en el tubo ha sido de $4.66 \cdot 10^{-4}$. Esta deformación ha sido menor que la registrada en los ensayos, algo esperable debido, entre otras circunstancias, a las condiciones favorables con la que se realizan los ensayos de laboratorio y a unas condiciones

medioambientales uniformes y constantes de temperatura y humedad. Por otra parte, las condiciones de producción y ejecución en obra son muy distintas a las que se dan en laboratorio.

Utilizando el modelo teórico expuesto en el [apartado 2](#) se puede determinar aproximadamente la presión de confinamiento que corresponde a las deformaciones medidas y la tensión de deslizamiento. Para las deformaciones medidas en los ensayos se ha obtenido una tensión de deslizamiento media de 0.846 N/mm^2 , que disminuye aproximadamente un 22%, hasta 0.663 N/mm^2 debido a los efectos térmicos. Para la deformación estabilizada medida *in situ* esta tensión puede estimarse en 0.605 N/mm^2 , que pudiera disminuir a 0.474 N/mm^2 si se aplica la reducción producida por el calentamiento diferencial obtenida en los ensayos.

Las tensiones rasantes de cálculo más desfavorables varían a lo largo del arco, siendo la máxima para el ELU de 0.290 N/mm^2 , menor que la tensión resistente estimada. Se obtiene un coeficiente adicional frente a las de tensiones del orden de 1.63.

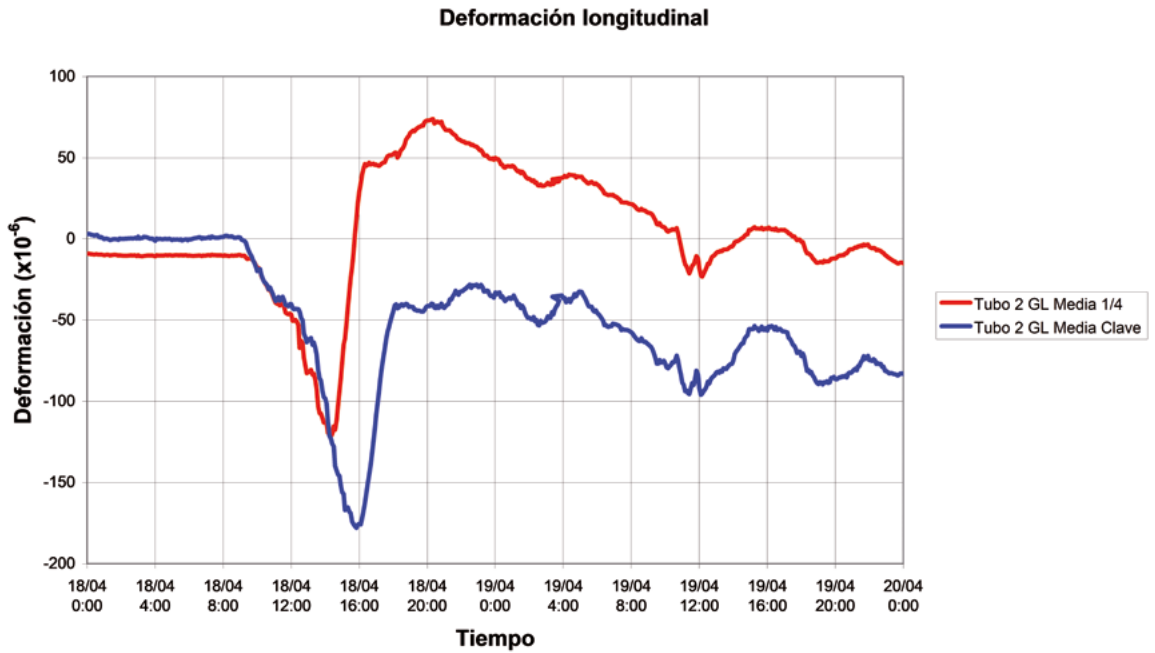


Figura 26. Tubo arco 2. Deformación media longitudinal en sección clave y $\frac{1}{4}$.

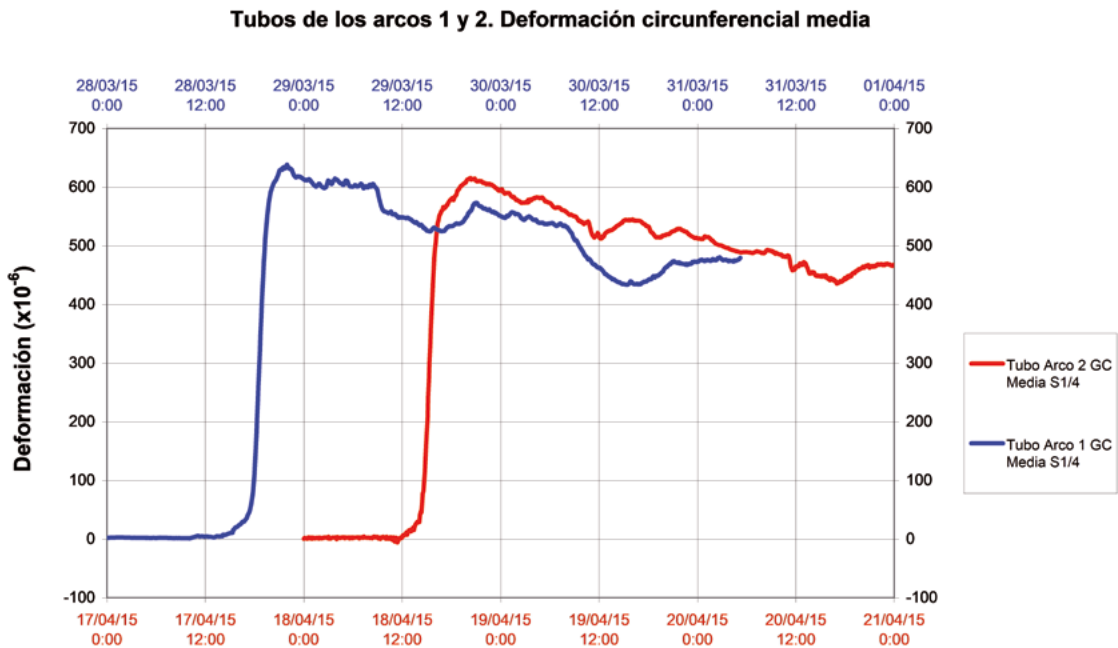


Figura 27. Deformación circunferencial media registrada en la sección $\frac{1}{4}$ del tubo del arco 1 y en la sección a $\frac{1}{4}$ del tubo del arco 2.

4.6. Comparación de las deformaciones en los arcos

La figura 27 recoge las deformaciones circunferenciales medias, en los primeros días después del hormigonado, de la sección instrumentada a $\frac{1}{4}$ del tubo del arco 1, primer arco hormigonado, y en la sección instrumentada a $\frac{1}{4}$ del tubo del arco 2, hormigonado varios días después.

Como se observa en el gráfico de esta figura, las expansiones registradas en las dos secciones señaladas son muy si-

milares, del mismo orden de magnitud, como corresponde a hormigones de las mismas características. Las deformaciones producidas son prácticamente iguales y la evolución en el tiempo es similar. La estabilización de las deformaciones se produce varios días después del hormigonado.

Como resumen, en el tubo del arco 1, se ha registrado una deformación circunferencial media máxima del orden de $631 \cdot 10^{-6}$. Esta deformación tiende a estabilizarse a un valor del orden de $466 \cdot 10^{-6}$ pasados más de diez días del hormigonado.

La deformación cíclica debida a los cambios térmicos que se produce a lo largo del día fue del orden de $\pm 40 \cdot 10^{-6}$. Las deformaciones longitudinales medidas reflejan los esfuerzos de compresión y flexión que se producen durante el hormigonado. Una vez estabilizada, la deformación longitudinal media registrada fue del orden de $-70 \cdot 10^{-6}$. La temperatura máxima alcanzada en el exterior del tubo del arco 1 debido al calor de hidratación ha sido de 60°C .

En el tubo del arco 2 estos valores han sido respectivamente: $617 \cdot 10^{-6}$ como deformación circunferencial media máxima; $438 \cdot 10^{-6}$ como deformación circunferencial media estabilizada; $\pm 42 \cdot 10^{-6}$ como deformación cíclica debida a los cambios térmicos diarios y $-87 \cdot 10^{-6}$ como deformación longitudinal media, así como una temperatura máxima alcanzada en el exterior del tubo ha sido de 61°C .

La deformación media estabilizada obtenida en los ensayos de laboratorio en los 9 tubos ensayados fue de $6,55 \cdot 10^{-4}$, y la tensión media de deslizamiento a temperatura ambiente de $0,846 \text{ N/mm}^2$, tensión que por el efecto del calentamiento diferencial de temperatura queda reducida a $0,663 \text{ N/mm}^2$ (del orden del 22% menor).

5. CONCLUSIONES

Los sistemas mixtos CFT (“concrete filled tubes”) rellenos con hormigón expansivo presentan ventajas desde el punto de vista estructural respecto al sistema tradicional de relleno con un hormigón convencional. Se produce una mejora de la capacidad resistente frente a las tensiones rasantes que se desarrollan en la interfase de ambos materiales. Estas tensiones son función de la deformación de expansión provocada en el hormigón, de la rigidez del tubo y del rozamiento entre ambos materiales.

El IETcc y Ferrovial Construcción, S.A. han colaborado en una investigación sobre hormigones autocompactantes expansivos para su aplicación en el relleno de los tubos metálicos de los arcos del viaducto del Barranco de Erques (Tenerife), desarrollando un programa experimental que ha permitido evaluar los parámetros fundamentales que rigen el comportamiento de este tipo de sistema mixto. Este programa ha consistido en obtener unas dosificaciones de hormigón autocompactante que generasen una expansión cercana a la deseada; realizar ensayos a deslizamiento con tubos de relación diámetro/espesor similar a los proyectados para los arcos del viaducto; así como llevar a cabo una instrumentación *in situ* de los arcos para evaluar las deformaciones y temperaturas que se producen en los tubos durante el hormigonado, fraguado y endurecimiento del hormigón.

Los resultados obtenidos de los ensayos de expansión libre y confinada sirvieron para ajustar la dosis del aditivo expansivo que permitiera conseguir la deformación necesaria prevista en el proyecto del puente arco. Los ensayos de autocompactabilidad sirvieron para asegurar un buen llenado de los tubos.

Los ensayos de deslizamiento, tanto a temperatura ambiente como con calentamiento exterior uniforme y diferencial, permitieron evaluar la influencia de la temperatura en la resistencia a deslizamiento del núcleo de hormigón. La tensión media de deslizamiento del núcleo disminuye un 15% para el

caso de calentamiento uniforme y un 22% para el caso de calentamiento diferencial, respecto a la tensión media obtenida en los ensayos a temperatura ambiente de laboratorio. Aun así, la tensión remanente garantiza una buena conexión entre el hormigón y el acero.

Respecto a la instrumentación *in situ* se dispusieron galgas en la dirección circunferencial y longitudinal, así como termopares en cuatro puntos de cada sección (sección $\frac{1}{4}$ y sección clave en cada uno de los tubos), lo que se completó con la instalación de fibra óptica para controlar una sección de uno de los tubos de un arco. Las deformaciones registradas en estas secciones resultaron del mismo orden de magnitud, como corresponde a un hormigón de las mismas características, diseñado para el hormigonado de los arcos. Los resultados obtenidos son acordes con las investigaciones previas realizadas en laboratorio sobre tubos de acero de similar relación diámetro/espesor, obteniéndose cargas de deslizamiento que aseguran una capacidad suficiente a esfuerzo rasante para resistir las tensiones de cálculo deducidas del análisis estructural.

Este viaducto es un hito tecnológico de la ingeniería estructural española, siendo el primer puente en utilizar la tecnología del hormigón expansivo como relleno de los tubos de acero que constituyen los arcos portantes del tablero, prescindiendo del uso de conectores interiores.

Agradecimientos

Este trabajo se ha desarrollado dentro del Proyecto Intramural Especial, cuyo título es: “Análisis experimental y evaluación de sistemas estructurales” (ref.: 201760E066). Se agradece a Ferrovial Construcción, S.A. su colaboración con el IETcc para la realización de los trabajos, así como la participación del personal de los laboratorios y naves de ensayos estructurales del IETcc.

Referencias

- [1] Moon, J., Lehman, D. E., Roeder, C. W., & Lee, H. E. (2013) Strength of circular concrete-filled tubes with and without internal reinforcement under combined loading. *Journal of Structural Engineering*, 139 (12). <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000788>.
- [2] Shanmugam, N. E., & Lakshmi, B. (2001). State of the art report on steel-concrete composite columns. *Journal of constructional steel research*, 57(10), 1041-1080. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X01000219>.
- [3] Schneider, S. P. (1998). Axially loaded concrete-filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering*, 124(10), 1125-1138. [https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124%3A10\(1125\)](https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124%3A10(1125)).
- [4] O'Shea, M. D., & Bridge, R. Q. (2000). Design of Circular Thin-walled concrete filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering*, 126(11), 1295-1303. [https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126%3A11\(1295\)](https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126%3A11(1295)).
- [5] Hatzigeorgiou, G. D. (2008). Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part I: Theory. *Engineering Structures*, 30(6), 1573-1578. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029607004063>.
- [6] Hatzigeorgiou, G. D. (2008). Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part II: Verification and extension. *Engineering Structures*, 30(6), 1579-1589. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029607004117>.
- [7] de Oliveira, W. L. A., De Nardin, S., de Cresce El, A. L. H., & El Debs, M. K. (2009). Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research*,

- 65(12), 2103-2110. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X09001588>.
- [8] Chacón, R., Mirambell, E., & Real, E. (2012). Capacidad Resistente de Pilas Metálicas Tubulares Circulares Rellenas de Hormigón (CFT) en Puentes Integrales. *Informes de la Construcción*, 64(527), 355-370. <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/view/2281/2501>.
- [9] Susantha, K. A. S., Ge, H., & Usami, T. (2001) Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes. *Engineering Structures*, 23(10), 1331-1347. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029601000207>.
- [10] Comité Europeo de Normalización, CEN (2013). UNE-EN 1994-1-1, Eurocódigo 4: Proyecto de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y Reglas para edificación.
- [11] Comité Europeo de Normalización, CEN (2013). UNE-EN 1993-1-3, Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero. Parte 1-3: Reglas generales y Reglas adicionales para perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío.
- [12] Comité Europeo de Normalización, CEN (2013). UNE-EN 1992-1-1, Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1-1: Parte 1-1: Reglas generales y Reglas para edificación.
- [13] Comisión Permanente del Hormigón (2008). EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento, Madrid.
- [14] American Institute for Steel Construction, AISC (2010). Specification for structural steel buildings. Chicago.
- [15] de Miguel, C., Pedro, G. C., Luis, J., & Revuelta Crespo, D. (2017). Guía para el empleo de hormigones expansivos. Guía para el empleo de hormigones expansivos. *Monografías del IETcc*, nº 425, p. 1-63.
- [16] Model Code for Concrete Structures 2010, fib CEB-FIP (2013).
- [17] American Society for Testing and Materials, ASTM International (2008). ASTM C157/C157M-08, Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete. (Última revisión: ASTM C157/C157M-17 de 2017)
- [18] American Society for Testing and Materials, ASTM International (2009). ASTM C878/C878M -09, Standard Test Method for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete. (Última revisión: ASTM C878/C878M-14a de 2016).
- [19] Comité Europeo de Normalización, CEN (2011). UNE-EN 12350-8, Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento. (Última revisión: 2020).



Parque Eólico Aliança, Brasil



Nuevas Torres Colón



Catedral Mejorada del Campo

EDIFICACIÓN OBRA CIVIL TORRES EÓLICAS REHABILITACIÓN
+1.800 OBRAS +40 PAÍSES HORMIGÓN ACERO MADERA

Distribuidor
servicio técnico  **SOFiSTiK**

ESPAÑA Madrid • Tel. 91 319 12 00 • calter@calter.es
BRASIL Florianópolis • Tel. +55 48 9 91363100 • evandro@calterdobrasil.com.br
www.calter.es

VOCACIÓN Y METODOLOGÍA

VOCACIÓN

Grupo especializado en la gestión de obras singulares, en la intervención en monumentos y edificios, desde la ingeniería estructural hasta la ejecución de la construcción, de la restauración, rehabilitación, reparación o refuerzo.

Su actividad cubre todas las tipologías estructurales, aunando la tradición con la innovación, aplicando las técnicas más avanzadas.

OBJETIVO

RETINEO puede cubrir todas las etapas del proceso de construcción y rehabilitación estructural, desde el diagnóstico previo y la realización del proyecto, hasta la ejecución de las obras completas o de refuerzo y reparación.

No obstante, en todo momento los requisitos del cliente son los que determinan los ámbitos en los que intervendrá RETINEO.



RETINEO,
en latín conservar,
mantener.



**Estudiar
al máximo
para actuar
lo mínimo.**

