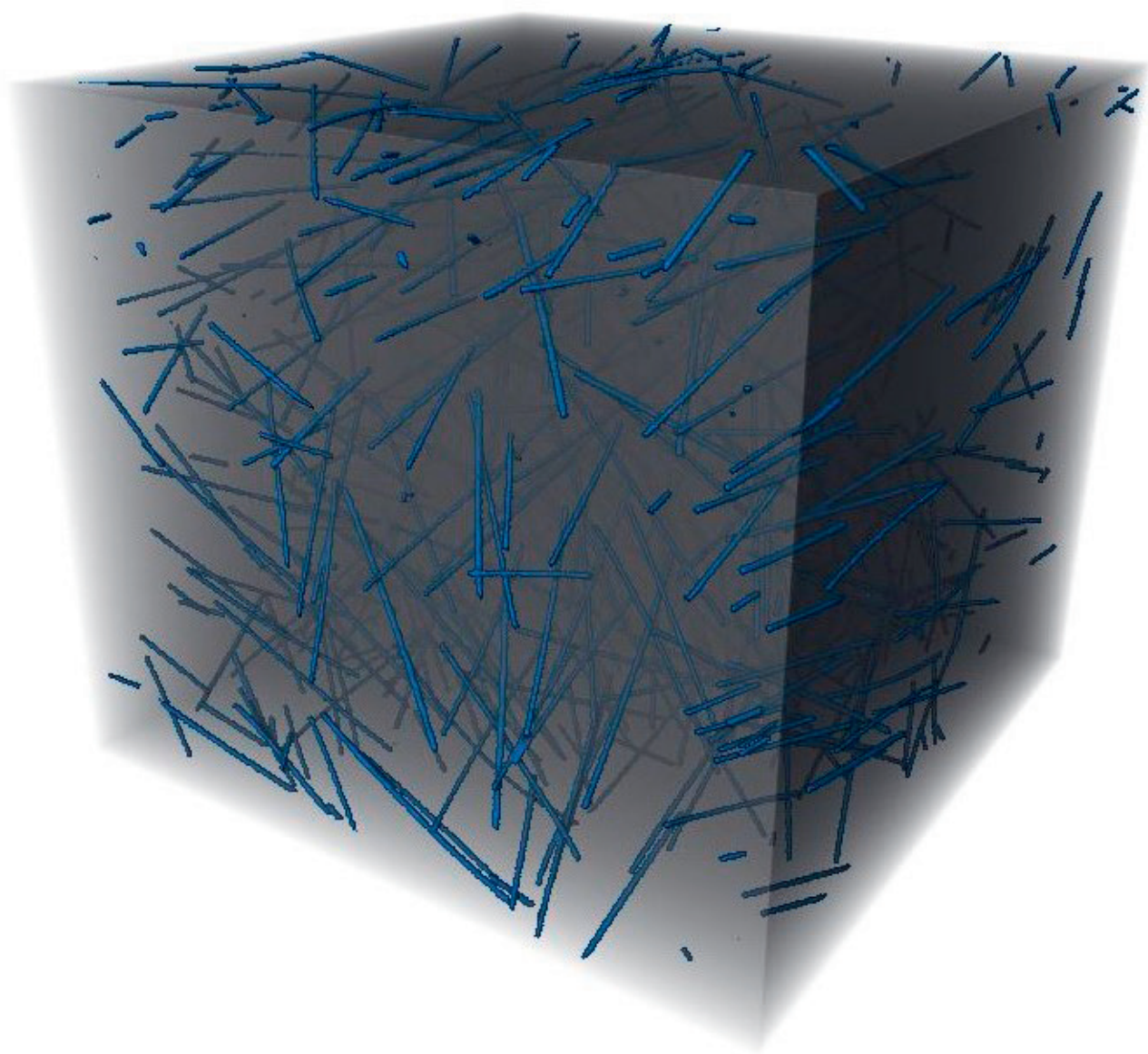


H^A

HORMIGÓN y ACERO

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

Septiembre - Diciembre 2020 | Volumen 71 - Número 292





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



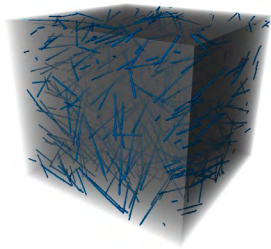


FOTO DE PORTADA: Imagen tridimensional de probeta de hormigón reforzado con fibras realizada mediante tomografía computarizada.

Septiembre - Diciembre 2020 | Volumen 71 - Número 292

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

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

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (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 (ETS-UBU, Burgos)*

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

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, 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 Perdríx (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 FOMENTO, Madrid)

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

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

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS, 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 Mari 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.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.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.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

SUMARIO | CONTENTS

SEPTIEMBRE - DICIEMBRE 2020 | Volumen 71 - Número 292

SEPTEMBER - DECEMBER 2020 | Volume 71 - Issue 292

Nota editorial / Semblanza de Luis M ^a Ortega Basagoiti	5
La tomografía computerizada más allá de la medicina: Aplicaciones al estudio microestructural del hormigón y otros materiales de la ingeniería <i>Computed tomography beyond medicine: Applications to the microstructural study of concrete and other engineering materials</i> Álvaro Mena Alonso, Dorys Carmen González Cabrera, Jesús Mínguez Algarra, Miguel Ángel Vicente Cabrera	7
Detección y medición semiautomática de fisuras en elementos de hormigón en fotos digitales usando procesamiento de imágenes <i>Semi-automatic detection and measurement of cracks in concrete elements in digital photos using image processing</i> Luis Sánchez Calderón, Jesús Bairán	21
Puente arco sobre el río Butrón en Gatika (Bizkaia) <i>Arch bridge over the River Butrón in Gatika (Bizkaia)</i> José Manuel Baraibar	29
Regarding the upper limit of the shear stiffness in battened members in Eurocode 3 <i>En relación al límite superior de la rigidez a cortante propuesta en el Eurocódigo 3 para piezas compuestas empresilladas</i> Enrique Hernández-Montes, Luisa María Gil-Martín	41
Método para el descenso o ascenso de un edificio de cuatro plantas. Aplicaciones derivadas <i>Method for the descent or rise of a four floors building. Derivative applications</i> Antonio Roldán, Jorge Aparicio García, Abraham Hidalgo Olea	47
Tolerancia en el empalme por solape (traslapo) de grupos (paquetes) de barras según el EC2 y la ACI-318 <i>Tolerance in the overlapping (splice) of bundled bars according to EC2, EHE and ACI-318</i> Enrique Hernández-Montes, Rosa María Pascual-Vicente, José M Sénica Luisa María Gil-Martín	59
Forming process of façade panels by curved folding with combined geometric and mechanical optimisation <i>Proceso de formación de los paneles de la fachada mediante plegado curvo con optimización geométrica y mecánica combinada</i> Alban Berrubé, Nicolas Leduc, Jorge Hidalgo, Simon Aubry	63
Volume optimization of end-clamped arches <i>Optimización de volumen para arcos empotrados</i> Francesco Trentadue, Alessandra Fiore, Rita Greco, Giuseppe C. Marano, Giancarlo De Marco, Laura Sardone, Nikos D. Lagaros	71
Future Ready case studies: conceptual designs facing new global challenges <i>Casos de estudio de "Future Ready": Diseño conceptual afrontando los nuevos retos globales</i> Lara Rueda Díaz-Portales, Carlos Rueda Bueno, Mungo Stacy	77

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

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



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



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



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



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 1º
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



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



NOTA EDITORIAL

Hormigón y Acero está preparando un número especial en honor a Luis Ortega Basagoiti. Está siendo coordinado por Jesús Rodríguez Santiago y se trata de un monográfico sobre “Inspección, instrumentación, diagnóstico, evaluación, reparación y refuerzo de estructuras”, que son temas a los que Luis dedicó gran parte de su actividad profesional, especialmente en RETINEO y ARPHO. Está previsto que este número especial de la revista sea el 294, es decir, el correspondiente al segundo cuatrimestre de 2021. El número se presentará públicamente en un acto homenaje a nuestro querido Luis, el cual será anunciado oportunamente.



SEMBLANZA DE LUIS M^a ORTEGA BASAGOITI

Adiós a un amigo, compañero, maestro. A una excelente persona.

Luis María Ortega Basagoiti, activo colaborador de ACHE durante largos años y recordado Director de *Hormigón y Acero* durante más de diez años, falleció el pasado 20 de marzo de 2020 víctima del COVID-19.

Se tituló en 1973 como ingeniero de caminos, canales y puertos por la Universidad Politécnica de Madrid, en la especialidad de Cimientos y Estructuras, con la calificación de sobresaliente.

Tuvo su primera experiencia profesional en IBERINSA, desde la que saltó en 1974 al CEDEX, donde fue jefe del Servicio de Estructuras del Laboratorio Central. En 1987, pasó a desarrollar su labor en GEOCISA como jefe del Departamento de Estructuras, empresa en la que trabajó hasta 2009. Desde ese año ha sido socio fundador del Grupo RETINEO, donde ha desarrollado una intensa labor profesional hasta su fallecimiento. En una época en la que en España la profesión del ingeniero de caminos iba ligada a la construcción de nuevas infraestructuras, Luis fue un adelantado a su tiempo, siendo uno de los mayores especialistas en España en patología estructural, gestión de puentes y análisis experimental de estructuras.

El mismo año en que empezó a trabajar en el CEDEX, comenzó a perfilar una de sus más destacadas facetas, la de comunicador, en este caso como profesor de la asignatura de “Cálculo de Estructuras” en la Escuela de Ingenieros de Caminos, actividad en la que continuó hasta su jubilación, y es recordado en esta labor por numerosas promociones de ingenieros, a los que enseñó a entender las estructuras con su glosa directa, didáctica y racional.

Luis colaboró con numerosas asociaciones técnicas y profesionales, entre las que destaca, por supuesto, ACHE, y muchas otras como IASS (de la que fue secretario general entre

1975 y 1988), FIB, ATC, AENOR o ARPHO, llegando a ser en esta última presidente.

Nos gustaría destacar especialmente su papel en ACHE, asociación a la que dedicó gran cantidad de tiempo, cariño y conocimiento durante muchísimos años, participando en sus comisiones y grupos de trabajo, pero sobre todo le une su papel como director de la revista *Hormigón y Acero* entre 2004 y 2016, a la que dio un fuerte impulso, mejorando notablemente la calidad de la misma, sentando las bases para su indexación, profesionalizando los servicios que requiere una publicación prestigiosa y, sobre todo, poniendo el cariño necesario para lograr unos objetivos exigentes en una tarea ad honorem. Todas las personas que a lo largo de los años pasaron por el Consejo Editorial de la revista, los autores, los revisores y un largo etcétera, apreciaron sus cualidades para un puesto no exento de complicaciones. Sin duda, *Hormigón y Acero* es lo que es hoy en día en gran medida por la ingente labor que desarrolló Luis en su larga etapa como director.

Además de todo lo anterior, cabe recordar y destacar la participación de Luis en numerosos cursos, conferencias, mesas redondas y congresos. Era conocido por su extraordinaria capacidad divulgativa y su sintonía con quién le escuchaba.

Queremos recordar, por último, su conocida pasión por la música clásica, con una cultura enciclopédica, y su afición por el Real Madrid.

Luis ha sido un querido compañero, maestro y amigo para todos los que hemos tenido la fortuna de coincidir con él en alguna de sus numerosas facetas profesionales. Nuestras condolencias a María y a sus tres hijos, Ana, Isabel y Miguel, por esta triste pérdida.

Descanse en paz.

120 años unidos a ti



www.fcc.es

www.fcco.com



**OBJETIVOS
DE DESARROLLO
SOSTENIBLE**



Network Spain
WE SUPPORT



Construcción

La tomografía computerizada más allá de la medicina: Aplicaciones al estudio microestructural del hormigón y otros materiales de la ingeniería

Computed tomography beyond medicine: Applications to the microstructural study of concrete and other engineering materials

Álvaro Mena^{a,*}, Dorys C. González^a, Jesús Mínguez^a y Miguel A. Vicente^a

^a Universidad de Burgos, Dpto. de Ingeniería Civil, C/ Villadiego s/n, 09001 Burgos, España

Recibido el 7 de mayo de 2020; aceptado el 10 de septiembre de 2020

RESUMEN

La tomografía computerizada (TC) es una tecnología muy potente para el estudio de la microestructura de los materiales, lo que se refleja en la gran cantidad de trabajos publicados durante los últimos años. Más allá de su conocido uso en medicina, la TC se ha extendido a otros muchos campos científicos. En este trabajo se recogen algunos de ellos, con especial interés en el estudio del hormigón. Entre sus aplicaciones más relevantes destaca su uso en paleontología y patrimonio para analizar el interior de fósiles y restos arqueológicos sin dañarlos. Por otro lado, también se emplea con frecuencia en el estudio de materiales de la ingeniería, como los metales, los materiales compuestos, las mezclas bituminosas de los firmes, las rocas y el hormigón. En todos los casos, los datos obtenidos por los escáneres de TC se usan para mejorar el conocimiento de la respuesta macroscópica de dichos materiales frente a todo tipo de acciones, mecánicas o ambientales. En el caso particular del hormigón, entre sus aplicaciones principales se encuentran la del análisis de la matriz interna, el estudio de los patrones de fisuración y finalmente el estudio del hormigón reforzado con fibras.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Tomografía computerizada, metales, materiales compuestos, mezclas bituminosas, rocas, hormigón.

ABSTRACT

Computed tomography (CT) scanning is a very powerful technology for microstructural study of materials, as can be checked in the huge amount of papers published in recent years. Beyond its well-known use in medicine, CT scanning has spread to many other scientific fields. Some of them are revised in this work, with particular interest in concrete technology. Among its most relevant applications its use in paleontology and heritage to analyze the internal structure of fossils and relics without any damage can be highlighted. On the other side, it is also very used in the study of engineering materials, such as metals, composites, asphalt mixtures in pavements, rocks and concrete. In all cases, the data obtained by means of CT-scans is applied to improve the knowledge about the macroscopic response of those materials under any kind of loads, both mechanical and environmental ones. In the specific case of concrete, among its principal applications the analysis of internal matrix can be noticed, as well as the study of crack patterns and finally the study of fiber-reinforced concrete.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Computed tomography, metals, composites, asphalt mixtures, rocks, concrete.

1. INTRODUCCIÓN A LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA

El escaneo por tomografía computerizada es una tecnología no destructiva que permite caracterizar la estructura interna

de la materia a escala microscópica. Este método se basa en la atenuación o pérdida de energía que experimentan los rayos X al atravesar la materia, la cual está gobernada por la ley de Beer-Lambert (Ec. (1)).

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: amena@ubu.es (Álvaro Mena).

$$I = I_0 \exp \left[-\int \mu(s) ds \right] \quad (1)$$

Donde I es la intensidad final del rayo X, I_0 es la intensidad incidente y $\mu(s)$ es el coeficiente de atenuación lineal a lo largo de su recorrido. Este último parámetro depende básicamente de la densidad ρ de la materia que atraviesa el rayo X durante dicho recorrido. Se comprueba que el ratio μ/ρ es aproximadamente proporcional a Z^3 , donde Z es el número atómico del elemento.

Por lo tanto, el principio básico de funcionamiento de la TC es la relación directa existente entre la atenuación energética de los rayos X y la densidad de la materia que atraviesan. Un escáner de TC está formado por dos elementos básicos: una fuente de rayos X de intensidad regulable y un detector de intensidad. La muestra se coloca entre ambos y durante el proceso de escaneo es atravesada por haces de rayos X en diferentes direcciones y a diferentes cotas. El escáner mide la intensidad inicial y final de todos los rayos X, por lo que finalmente se determina la densidad en todos los puntos de la muestra.

Evidentemente, si el escáner de TC solo es capaz de emitir un rayo X en cada instante, el proceso de escaneo es demasiado largo. En consecuencia, se han desarrollado diferentes soluciones técnicas para la emisión de múltiples haces de rayos X. La solución convencional consiste en una fuente que emite un haz lineal de rayos X que es recibido por un detector lineal. Durante el escaneo ambos elementos permanecen fijos, mientras que la muestra rota, se eleva o desciende hasta que se analizan todas las áreas de estudio. Sin embargo, el proceso de escaneo sigue siendo lento y la precisión no es buena debido a las limitaciones mecánicas de los componentes que mueven las muestras. Una solución más eficiente es la de escáneres equipados con fuentes que emiten haces cónicos de rayos X, los cuales son recibidos por un conjunto de detectores. De esta forma se logra aumentar la zona de escaneo en cada instante, por lo que la duración total del proceso se reduce mucho. Además, se obtiene buena resolución en las tres direcciones del espacio, ya que los movimientos relativos entre el dispositivo emisor-detector y la muestra son menores. Esta tipología de escáneres se desarrolló en la década de 1980 [1], aunque no se implantó hasta el comienzo de los 2000.

El resultado práctico de un escaneo por TC es un conjunto de imágenes o *stack* en el que cada imagen representa un corte seccional de la muestra a una cota determinada. Los programas de procesamiento digital de imágenes permiten agrupar todas las imágenes del *stack*, generando una imagen espacial. La resolución de una imagen tridimensional viene determinada por las dimensiones de los vóxeles. Un vóxel no es más que un píxel en el espacio en el que la resolución en las direcciones X e Y viene dada por las imágenes del *stack* y la resolución en Z por la separación entre imágenes consecutivas. Además, a cada vóxel le corresponde un valor de gris (en un rango desde 0 a 65535, en el caso de imágenes de 16 bits) que está asociado a la densidad media del vóxel. Los tonos de gris más claros se corresponden con densidades altas, mientras que los tonos de gris más oscuro indican densidades bajas.

Por otra parte, la TC tiene una serie de limitaciones que es conveniente señalar. En primer lugar, el tamaño de muestra está acotado, ya que el haz de rayos X debe mantener una energía mínima tras haberse atenuado durante su paso a través

del objeto. Si la muestra tiene demasiado espesor, absorberá mucha energía, resultando un flujo de rayos X tenue y una calidad de imagen pobre. En general, los tamaños máximos de muestra oscilan entre unos 15-20 cm para los escáneres micro-CT de alta resolución y los 30-40 cm en los escáneres de alta energía con tubos de rayos X de 300-400 kV. Por lo tanto, a la hora de estudiar macizos rocosos o elementos de hormigón de gran tamaño, siempre se tendrá que recurrir a testigos y luego realizar extrapolaciones. En segundo lugar, la resolución máxima también está limitada y es función del tamaño de la muestra y del tipo de escáner empleado. Habitualmente, los escáneres micro-CT de alta resolución pueden llegar a conseguir resoluciones en muestras pequeñas del orden de 1 μm , mientras que en el caso de los equipos convencionales se tienen 30-40 μm . En consecuencia, cuando se analice la microestructura de hormigones, metales y/o materiales compuestos habrá que tener en cuenta cuál será el tamaño máximo de defecto (poros, fisuras, etc.) que se podrá detectar. Finalmente, como ya se ha mencionado, el principio de funcionamiento de la TC se basa en la diferente densidad de los materiales que atraviesa el haz de rayos. Por tanto, cuanto más cercanas sean las densidades de los materiales de una muestra, más difícil será diferenciarlos para el escáner. Esto no suele ser preocupante en el estudio del hormigón, ya que sus componentes tienen densidades muy diferentes (matriz de hormigón, poros y fisuras de aire, fibras o barras de acero, etc.). No obstante, sí que puede suponer un problema en el análisis de materiales compuestos formados por plásticos de densidad similar, por ejemplo. En estos casos, algunas alternativas son tratar de mejorar la resolución (bien con un tamaño de muestra menor, bien con un escáner más potente) o añadir algún aditivo que reaccione solo con uno de los componentes, cambiando su densidad (esto es más común en el campo de la biología).

Como es de sobra conocido, la TC está estrechamente relacionada con la medicina. De hecho, esta tecnología se aplicó por primera vez en este campo en los años 70 [2] como una técnica no invasiva para visualizar partes internas del cuerpo (órganos, tejidos, huesos, etc.) y detectar patologías. Desde entonces y sobre todo a partir de los años 80, su uso se ha ido extendiendo a otros campos de la ciencia e ingeniería. En este punto conviene subrayar que existen diferencias significativas entre un escáner de TC para tratamiento médico y otro para investigación científica e industrial. La más relevante es que, mientras que en medicina se emplean fuentes de baja intensidad para no dañar el tejido humano, en objetos inertes se pueden utilizar rayos X de alta intensidad, obteniendo imágenes de alta resolución.

En las últimas décadas, el uso del escaneo por TC se ha extendido a muchos campos científicos, especialmente a aquellos que analizan la microestructura de materiales o elementos, sus propiedades mecánicas y/o la respuesta macroscópica. En la figura 1 se muestra la evolución de los artículos científicos publicados entre los años 1990 y 2019 en los campos más relevantes que aplican la TC. Todos los datos se han obtenido de WoS (*Web of Science*) [3], una base de datos bibliográfica ampliamente utilizada y que recoge las revistas internacionales más influyentes en todos los campos de la ciencia y la tecnología.

En la figura 1 se observa un claro incremento del número de publicaciones con el tiempo en todos los campos analizados.

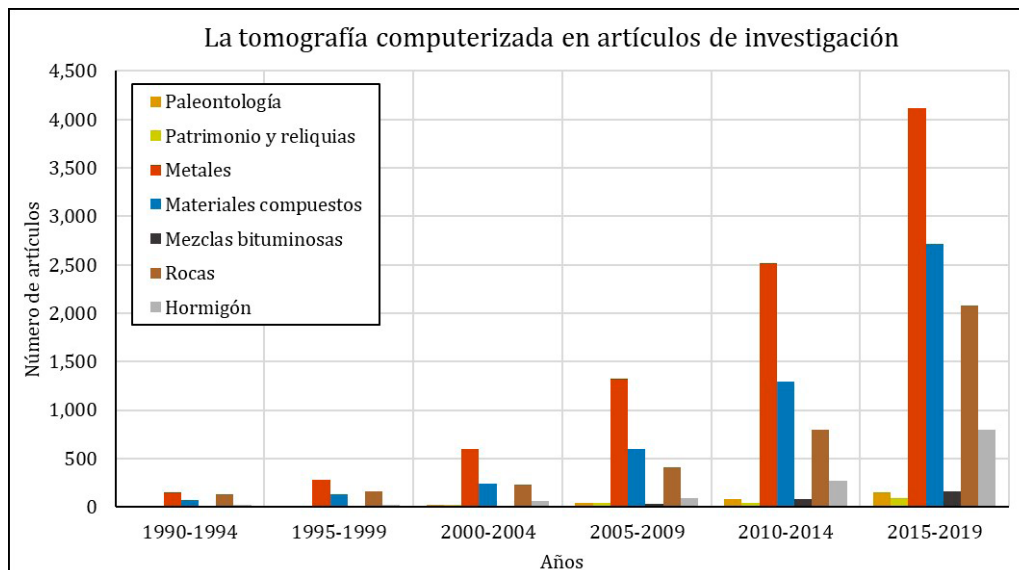


Figura 1. Evolución en el número de publicaciones científicas relacionadas con la tomografía computerizada.

Además, en la mayoría de ellos la tendencia es exponencial, observándose un claro aumento desde la década de los 2000, momento en el que comenzaron a implantarse los escáneres de haces cónicos de rayos X. De acuerdo con los datos recabados, los campos científicos que más utilizan las técnicas de TC son aquellos que estudian los metales, los materiales compuestos, las rocas y el hormigón. Por el contrario, su uso es menos relevante en el resto de campos analizados.

El objeto de este artículo es realizar una síntesis del estado del arte de la TC aplicada a la ciencia más allá de su uso conocido en medicina. Por tanto, se recogen los trabajos más relevantes de varios campos que utilizan esta tecnología para el estudio de la microestructura de los materiales, con particular interés en el caso del hormigón.

Este documento se estructura como sigue: en las [secciones 2 y 3](#) se examinan las aplicaciones de la TC en paleontología y en el estudio del patrimonio, respectivamente. Después, en las [secciones 4 y 5](#) se destacan los aspectos más relevantes de su uso en metales y materiales compuestos, respectivamente. A continuación, el empleo de la TC en algunos campos de la ingeniería civil, como firmes, rocas y hormigón, se muestra en las [secciones 6, 7 y 8](#), respectivamente. Por último, en la [sección 9](#) se recogen las conclusiones principales.

2. LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA EN PALEONTOLOGÍA

El empleo de la tomografía computerizada en este campo se inició pronto. Uno de los primeros trabajos data de 1979 y fue desarrollado por Jungers [4]. Este investigador aplicó la tecnología para comparar fósiles de huesos de diferentes especies de primates. En el artículo ya se destacan algunas de las ventajas de la TC, capaz de identificar tejidos de densidad similar o analizar fósiles con excesiva mineralización.

Sin embargo, en esta primera etapa se empleaban escáneres de TC procedentes de medicina que no eran lo suficientemente potentes como para distinguir con suficiente nitidez la estructura interna de los fósiles. Esto es debido a su mayor densidad en comparación con el tejido humano. Por lo tanto, rápidamente se aplicaron nuevas técnicas de análisis y se desarrollaron nuevas generaciones de escáneres de TC capaces de solventar este problema.

Pese a que hoy en día la TC no es tan popular como lo fue en sus orígenes, continúa siendo la tecnología base en muchas investigaciones [5–8]. La mayoría de estos trabajos se enmarca en la paleobiología, y en concreto en el estudio de fósiles. El proceso de fosilización de un organismo tiene lugar a lo largo de miles de años durante los que se produce la mineralización de la materia orgánica. Lo más habitual es que los tejidos blandos se descompongan, mientras que los esqueletos permanecen prácticamente inalterados debido a su mayor contenido de minerales. El resultado son muestras únicas y sumamente frágiles cuyo valor científico en algunos casos es enorme.

En este contexto, la TC es una herramienta muy útil, ya que produce imágenes seccionales de gran nitidez y con un programa de procesamiento digital de imágenes genera reconstrucciones virtuales de las muestras ([figura 2](#)). De esta forma, se reduce la manipulación de los fósiles y por tanto los riesgos de deterioro y rotura asociados. De hecho, hasta cabe la posibilidad de fabricar réplicas utilizando las modernas impresoras 3D [5].

Además, en ocasiones el estudio de las muestras con TC es mejor del que se puede conseguir a simple vista. Por un lado, cuando es físicamente imposible retirar los sedimentos adheridos a un fósil sin romperlo, se puede realizar una “limpieza” virtual de la muestra [6]. Por otro lado, cuando se tienen fragmentos de esqueleto pertenecientes a un mismo organismo, se pueden realizar reconstrucciones 3D completas, conectando los huesos e incluso simulando los movimientos [7].

Otras aplicaciones de la TC a la paleontología son la detección de malformaciones esqueléticas y espinales, y la identificación de la historia dental.

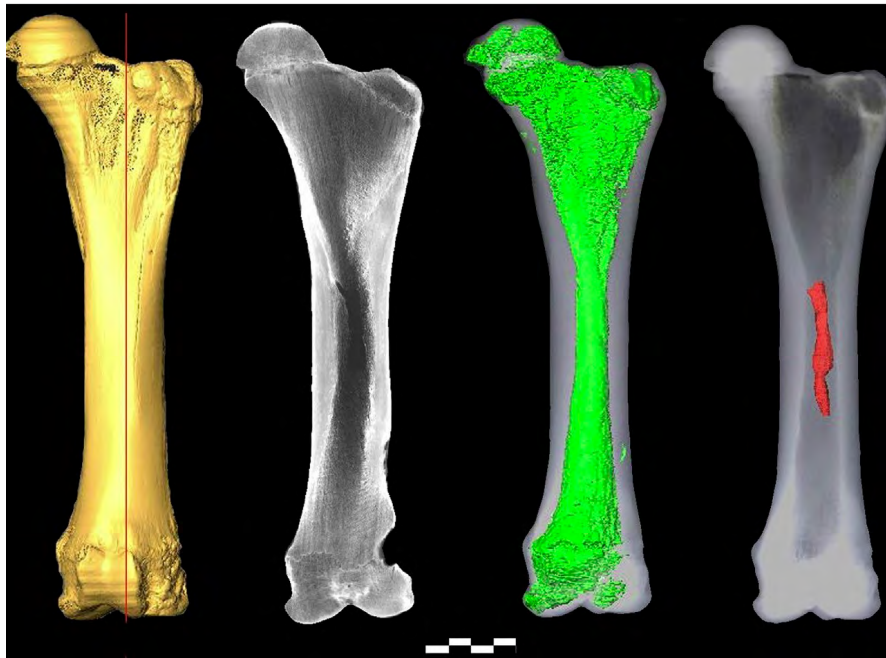


Figura 2. Fémur izquierdo de un ejemplar adulto de *Palaeoloxodon antiquus*, una especie extinta de elefante que habitó en el Pleistoceno. De izquierda a derecha, modelo tridimensional generado a partir del escáner de TC, imagen de la sección transversal, segmentación de los diferentes tejidos (verde) y segmentación de la cavidad medular (rojo) [8].

3. LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA EN ARQUEOLOGÍA Y PATRIMONIO

Los hallazgos arqueológicos y otros objetos pertenecientes al patrimonio cultural comparten ciertas similitudes con los fósiles. En ambos casos, se trata de muestras únicas y de valor singular, por lo que deben ser manipuladas con sumo cuidado. Además, las condiciones en las que se extraen de los yacimientos no suelen ser las óptimas y normalmente están cubiertas por capas duras de sedimento muy difíciles de retirar sin dañarlas.

La aplicación de las técnicas de tomografía computerizada en este campo se inició a mediados de los años 80. Uno de los primeros trabajos fue desarrollado en 1986 por Notman [9]. En este artículo se mencionan las ventajas de la TC frente a la resonancia magnética en el análisis de momias egipcias, proponiéndose como método no destructivo preferente. El empleo de estas técnicas para el estudio de momias y otros restos humanos antiguos ha continuado hasta la actualidad. En esta línea, se destacan trabajos sobre la detección de patologías en momias egipcias o el análisis del estado de reliquias de mártires religiosos.

Otra de las aplicaciones de la TC en este campo es el estudio de objetos arqueológicos. En ocasiones, el propósito principal es la reconstrucción virtual del hallazgo, particularmente cuando está roto en diferentes partes o se desea conocer la estructura interna de los materiales. En otros casos, cuando se trata de artefactos, la TC se emplea para comprender el proceso de fabricación o el mecanismo de funcionamiento (figura 3). En los últimos años se han realizado trabajos de investigación bastante interesantes sobre estas cuestiones [10–12]. Además, aunque en la actualidad esta tecnología no es demasiado popular en este campo, existen algunos trabajos que han tenido un gran impacto en los medios, como el del Mecanismo de Anticitera [12].

En todos los casos, el procedimiento que se sigue es similar. En primer lugar, se escanean las piezas completas o todos los fragmentos si la pieza está fracturada o incompleta. A continuación, mediante un programa de procesamiento digital de imágenes se realiza una reconstrucción virtual y se eliminan los elementos no deseados (sedimentos rocosos, etc.). De forma complementaria, se puede reproducir una o varias réplicas con impresión 3D, mientras que el original se preserva del deterioro. Asimismo, los museos pueden almacenar los originales por seguridad, exhibiendo solo las réplicas.

4. LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA EN METALES

Los metales son materiales ampliamente utilizados en todos los campos de las ingenierías civil e industrial. En el mercado actual existe una amplia gama de metales y aleaciones, cada uno diseñado con propiedades específicas dependiendo de su uso: peso, resistencia, ductilidad, tenacidad, absorción energética, conductividad eléctrica, transmisividad térmica, resistencia a la abrasión, dureza, resistencia a la corrosión y porosidad, entre otras. Además, los procesos de fabricación también son muy variados, desde los más convencionales de fundición y moldeo hasta los procedimientos más modernos, como el estampado, la inyección y la fabricación aditiva. Por tanto, esta heterogeneidad implícita en los metales, tanto en productos como en procesos, constituye un terreno perfecto para la aplicación de la tomografía computerizada.

Los primeros trabajos de investigación que utilizan la TC para el estudio de metales y aleaciones son muy tempranos, surgiendo a partir de los desarrollos en aplicaciones médicas.

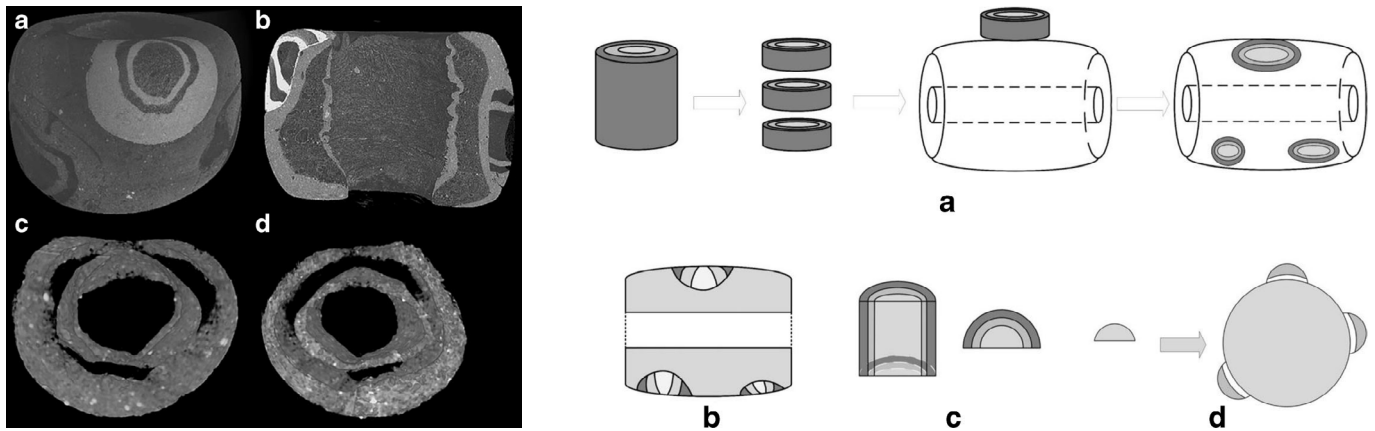


Figura 3. Imágenes seccionales de cuentas de vidrio halladas a lo largo de la antigua Ruta de la Seda, en la región autónoma de Xinjiang Uygur (China) (izquierda), y análisis del proceso de fabricación artesanal (derecha) [10].

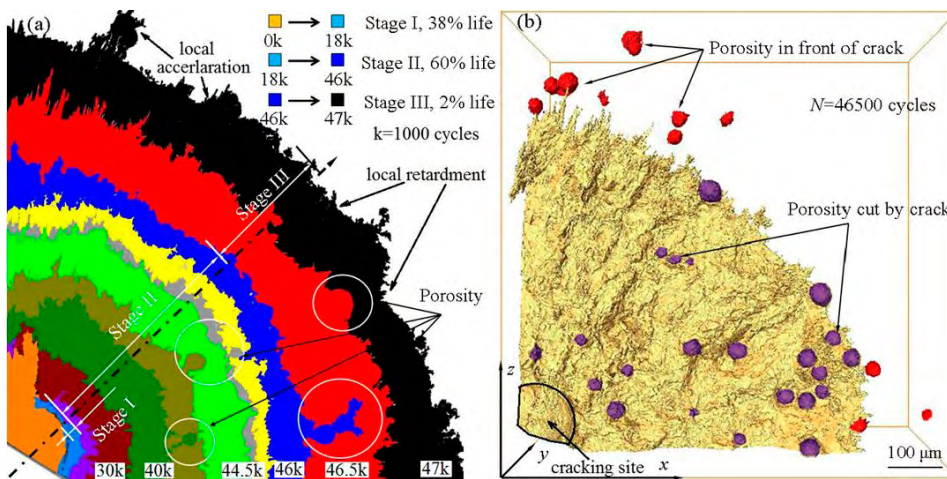


Figura 4. Análisis de la propagación de la fisuración por fatiga en una muestra de aleación de aluminio AA7020-T651 soldada con láser híbrido: (a) avance del frente de fisura indicado en diferentes colores, (b) renderizado 3D de la fisura de fatiga a partir de las imágenes del escáner de TC [29].

En concreto, cabe destacar el trabajo de Hildebrand y Harrington en 1981 [13], que pone de manifiesto el potencial de la TC para la localización y mapeo de tensiones residuales en metales. Con el tiempo, el empleo de esta tecnología en la metalurgia se ha afianzado y hoy en día es muy habitual.

Una de las aplicaciones de la TC es el estudio de defectos durante el proceso de fabricación de un producto. Se trata de un uso propio de sectores que desarrollan componentes de alto valor añadido (aeronáutico, aeroespacial, automovilístico y bioingeniería, entre otros) en los que una mejora innovadora en el control de calidad o en la cadena de montaje puede suponer ahorros millonarios. En este sentido, se han realizado algunos proyectos que estudian los defectos más comunes, como los poros, las tensiones residuales o las fisuras [14–17].

Además, mencionan aparte merecen las técnicas de fabricación aditiva, que en la actualidad están revolucionando los procesos de fabricación de elementos metálicos. En concreto, una de las tecnologías más utilizadas es la fusión selectiva por láser (SLM, por sus siglas en inglés). Esta técnica permite crear objetos a partir de capas delgadas de material pulverizado que se funde selectivamente con un láser de alta potencia. Las posibilidades de diseño son prácticamente ilimitadas, lo que explica su gran popularidad. En los últimos años, se han desarrollado muchos trabajos de investigación que utilizan la TC para de-

teccionar la porosidad, analizar las tensiones residuales, estudiar las propiedades mecánicas de una pieza fabricada según distintas orientaciones, etc. [18–23].

Otra línea de investigación frecuente es la combinación de las técnicas de TC y las pruebas mecánicas para establecer correlaciones entre la microestructura interna de un material y su respuesta macroscópica [16,22,24]. El objetivo último que se persigue es optimizar el control de calidad sustituyendo los ensayos mecánicos por el escaneo con TC, más barato y fácil de implementar en el proceso de producción. Además, la información proporcionada por el escáner de TC puede servir de base para el desarrollo de modelos predictivos de elementos finitos, los cuales se pueden calibrar con los resultados de las pruebas mecánicas [17,25]. La ventaja de la TC es que permite crear modelos numéricos exactos, aportando la ubicación exacta de todas las fases y defectos (poros, fisuras, etc.) que forman la muestra. Por último, otras aplicaciones de la TC en esta línea de investigación es el análisis de la influencia de la microestructura interna de los metales en la mecánica de fractura y en su comportamiento bajo cargas de fatiga [18,24–27] (figura 4).

Finalmente, también es necesario mencionar las posibilidades que ofrece la TC para el estudio de las uniones soldadas [14,28]. La soldadura es el procedimiento más utilizado para conectar dos piezas metálicas. Por lo tanto, es necesario tener

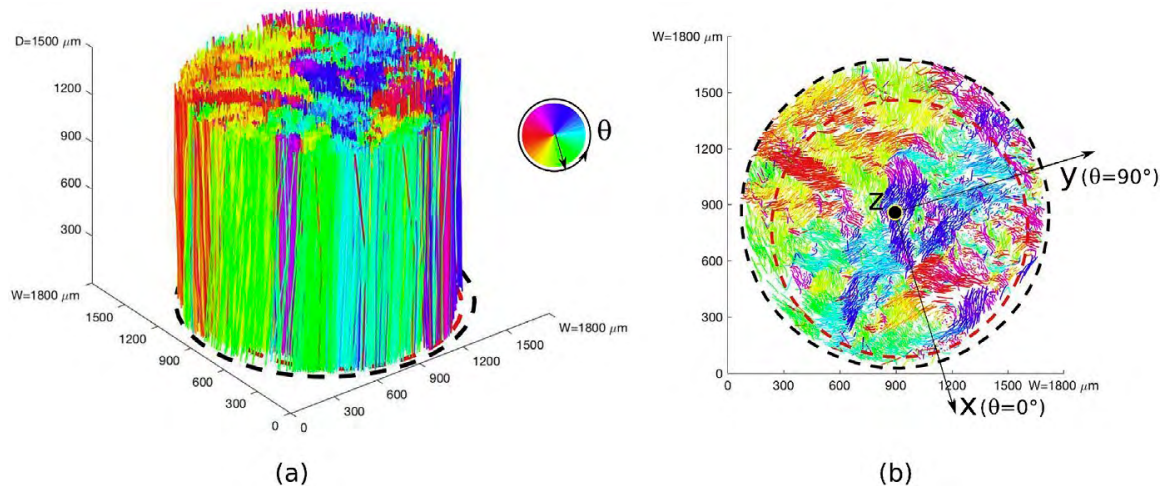


Figura 5. Estudio de la orientación de las fibras de un polímero reforzado con fibras de vidrio: (a) vista lateral tridimensional obtenida a partir de TC, donde el color de cada fibra está asociado al azimut θ de su dirección, (b) vista de una sección transversal [38].

un control adecuado de su calidad. En este sentido, las técnicas de TC permiten el estudio de su microestructura y la evaluación de sus defectos, contribuyendo a una mejora del proceso.

5. LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA EN MATERIALES COMPUESTOS

Los materiales compuestos se utilizan en la actualidad en muchos campos de la ingeniería. Generalmente, están formados por una matriz polimérica o metálica y un refuerzo de fibras u otro tipo de elementos similares. Las fibras (de vidrio, carbono o acero, entre otros) aportan resistencia y rigidez, mientras que la matriz las protege y transfiere las cargas aplicadas. De esta forma, la matriz y el refuerzo componen un material con unas propiedades mecánicas imposibles de conseguir por separado. Además, debido a la extensa gama de polímeros, metales y fibras existente en el mercado, es habitual que los materiales compuestos se diseñen para un uso particular, como añadir resistencia, eficiencia o durabilidad.

Como en el caso de los metales, la aplicación de las técnicas de tomografía computerizada al estudio de los materiales compuestos comenzó en etapas tempranas. Uno de los primeros trabajos desarrollados específicamente para la industria fue el de Moore en 1983 [30], que utilizó un escáner de TC para analizar muestras de carbono reforzado con fibra de carbono (CRFC, por sus siglas en inglés). Desde entonces, su uso ha ido en aumento y hoy en día es una tecnología de probada eficacia para el análisis de cualquier tipo de material compuesto.

Por otra parte, el proceso de fabricación de los materiales compuestos es bastante complejo, debido entre otros factores a la gran heterogeneidad de su composición y a la necesidad de conseguir una correcta disposición del refuerzo. En este contexto, la TC es una herramienta que ayuda a optimizar los controles de calidad. En los últimos años se han publicado trabajos de investigación que analizan los poros y las fisuras pro-

ducidos durante la fabricación [31–35], así como la eficiencia que se consigue en la orientación de las fibras [36,37] (figura 5). Además, en algunos casos se combina el escaneo por TC con las pruebas de caracterización mecánicas y térmicas, de forma que se establecen correlaciones empíricas entre la microestructura del material compuesto y su respuesta macroscópica [31,33,34].

Asimismo, en los últimos años existe cierto interés científico en el análisis de las variaciones que sufre la microestructura (reorientación de las fibras, etc.) y los mecanismos de daño (mecánica de fractura, propagación de fisuración por fatiga, etc.) de materiales compuestos sometidos a todo tipo de acciones mecánicas y/o ambientales [38–41].

Por último, al igual que en el caso de los metales cabe destacar la posibilidad de generar modelos de elementos finitos a partir de los datos proporcionados por el escáner de TC. Por lo tanto, se pueden realizar simulaciones numéricas de cualquier elemento para su posterior comparación y ajuste con los datos experimentales [42,43].

6. LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA EN FIRMES

Los firmes de carretera se clasifican típicamente en rígidos, formados por pavimento de hormigón, y flexibles, constituidos por pavimento bituminoso. En España se utilizan preferentemente estos últimos, aunque ambas soluciones pueden ser correctas en función de los criterios de diseño. Entre las ventajas de los firmes flexibles destacan la mayor comodidad en la conducción, la mayor facilidad para conseguir las propiedades adecuadas de rozamiento, la menor contaminación acústica y, por último, el menor coste de construcción.

Los firmes flexibles están formados por mezclas bituminosas que son el resultado de la combinación de áridos, filler y un ligante hidrocarbonado (generalmente betún). Se trata de una especie de “material compuesto”, ya que el árido grueso

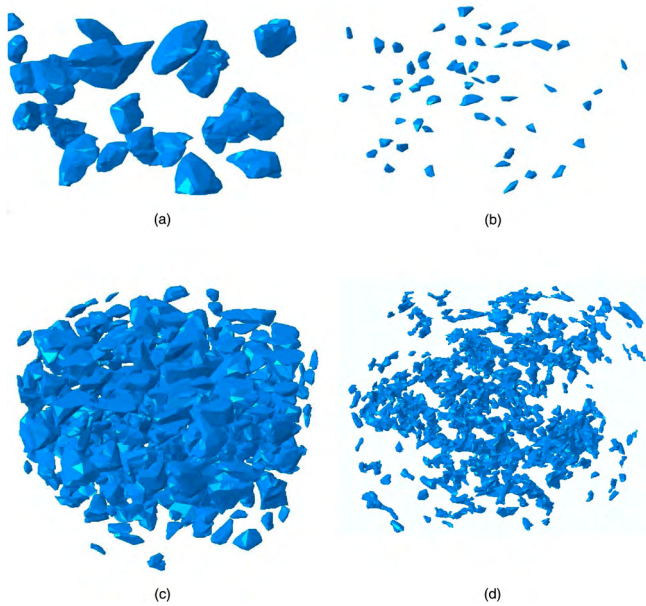


Figura 6. Segmentación de todas las fases que componen una mezcla bituminosa mediante TC: (a) selección del árido grueso, (b) selección del árido fino, (c) árido total, (d) poros [50].

forma el esqueleto resistente, mientras que el sistema filler-betún aporta la cohesión necesaria al conjunto. No obstante, dada su heterogeneidad, pequeñas variaciones en la forma y distribución de los áridos, el contenido de betún y/o la porosidad, provocan cambios significativos en las propiedades mecánicas de estos materiales. Por tanto, resulta de interés la aplicación de la tomografía computerizada para el estudio de la microestructura de las mezclas bituminosas.

El uso de la TC para el estudio de mezclas bituminosas es relativamente reciente. No obstante, en la actualidad el empleo de esta tecnología está bastante extendido y suscita un importante interés, lo que se refleja en una producción científica creciente durante los últimos años. Los primeros resultados relevantes se publicaron hace alrededor de 20 años por Masad [44], centrándose en el estudio de la porosidad.

Como es evidente, el análisis de la microestructura es una de las líneas de investigación principales. En este caso, la TC tiene su aplicación cuando se busca conocer la permeabilidad de las mezclas bituminosas, o bien determinar la influencia de los materiales o las condiciones de mezclado sobre la microestructura final [45–47] (figura 6). Además, como se ha visto en los metales y los materiales compuestos, también es posible generar modelos de elementos finitos con los datos aportados por el escáner de TC. En este sentido, existen algunos trabajos que desarrollan modelos apoyándose en resultados experimentales, de forma que son capaces de simular el comportamiento de las mezclas bituminosas frente a las cargas de fatiga producidas por el tráfico [48–50].

Por otro lado, durante los últimos años existe un importante interés científico en la capacidad auto-reparadora de las mezclas bituminosas, así como de las técnicas para inducirla (inducción, radiación por microondas o micro-cápsulas, entre otros). En este entorno, la TC es una herramienta indispensable, ya que permite evaluar la evolución en el cierre de las

fisuras, la influencia del tipo de árido sobre la capacidad auto-reparadora, etc. [51–53].

Finalmente, aunque en menor medida, también se aplica la TC para el análisis de firmes rígidos de hormigón, centrándose en estudios de permeabilidad o de fisuración [54,55].

7.

LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA EN ROCAS

Al igual que ocurre en el caso de los materiales compuestos y las mezclas bituminosas de los firmes, las rocas son materiales con un alto grado de heterogeneidad. En general, cualquier macizo rocoso está constituido por una roca matriz y una serie de defectos que pueden ser microscópicos (poros, fisuras, etc.) o macroscópicos (zonas de debilidad, fallas, diaclasas, etc.). Son precisamente estos defectos internos los que caracterizan la calidad del macizo y por tanto sus propiedades mecánicas y comportamiento estructural real.

En cuanto a su relación con la ingeniería civil, las rocas son el material más importante en un amplio rango de trabajos, particularmente en el caso de los túneles y las presas. En el caso de los túneles, la resistencia de la roca matriz, la permeabilidad y la presencia de discontinuidades en el macizo determinan fuertemente la estabilidad y el nivel de convergencia de los túneles y en consecuencia su procedimiento constructivo. Algo similar ocurre en el caso de las presas, especialmente en las presas arco y bóveda. Los elementos estructurales de este tipo de presas están empotrados en las rocas, por lo que el comportamiento mecánico del macizo condiciona enormemente la seguridad estructural de la presa. Si se producen asientos diferenciales en la zona de apoyo de la presa, el arco puede pasar de su estado natural de compresión total a experimentar flexiones locales. Esto a su vez puede provocar la aparición de fisuración, filtraciones y, en último término, la ruina de la presa. Este es el motivo por el que este tipo de presas se suele ubicar

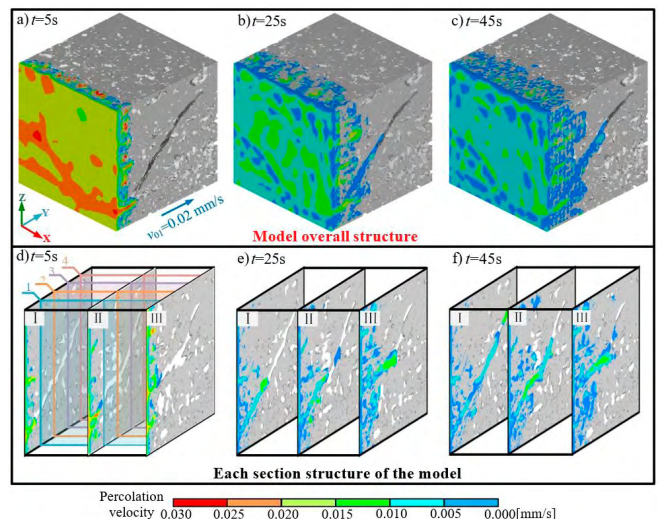


Figura 7. Análisis de la filtración de agua en un modelo de una muestra de carbón generado a partir de las imágenes de TC: (a-c) distribución general de la filtración en diferentes momentos, (d-f) distribución de la filtración en una serie de planos controlados [57].

en las cerradas de valles angostos en zonas de montaña, donde la calidad de los macizos es muy elevada.

La influencia de los defectos sobre el comportamiento macroscópico de las rocas es la razón por la que la tomografía computerizada es una herramienta provechosa en este campo. De hecho, las técnicas de TC comenzaron a emplearse en la investigación de rocas y mineralogía a comienzos de los años 80, siendo uno de los primeros campos de la ingeniería civil en utilizar esta tecnología. Entre los primeros trabajos publicados se encuentra el de Petrovic en 1982 [56], que utilizó un escáner de TC para medir la densidad aparente de rocas. En la actualidad, el uso de esta tecnología es muy intenso y se ha publicado una cantidad considerable de trabajos de investigación sobre rocas tomando como base la TC.

El escaneo por TC conduce a un mejor entendimiento de su comportamiento mecánico. En este sentido, es interesante comparar los datos proporcionados por los escáneres de TC con los resultados de los ensayos habituales para determinar la calidad de un macizo, en los que se miden parámetros como la densidad, la porosidad, la velocidad sónica, la resistencia o la durabilidad. Además, una de las líneas de investigación más interesantes es la que estudia la permeabilidad y su influencia en la degradación de las rocas. Los defectos de los macizos rocosos, y en particular las fisuras, son una de las vías preferentes para la aparición de filtraciones y flujos permanentes de agua, que con el paso del tiempo pueden dañar aún más el macizo. Este aspecto es de interés en la minería del carbón, lo que se demuestra en los numerosos trabajos publicados en los últimos años [57,58] (figura 7).

Otra de las aplicaciones es el análisis y la caracterización de los daños producidos por las acciones ambientales. En concreto, existen numerosas publicaciones que evalúan las variaciones en la microestructura de las rocas como consecuencia de los ciclos hielo-deshielo [59] y los efectos térmicos [60]. Además, recientemente se han desarrollado proyectos que evalúan la interacción de las rocas empleadas en construcción con los gases contaminantes de la atmósfera [61]. Este tema es interesante para el diseño del mantenimiento de edificios históricos, como las catedrales.

Otra línea de investigación en la que la TC tiene potencial de aplicación es el estudio de la mecánica de fractura de las rocas. Por un lado, se trata de un campo relacionado con la minería, con el fin de tener un mejor control de la fisuración inducida [62]. En estos casos, el escaneo por TC puede ayudar a generar modelos de predicción de propagación de fisuras, de forma que las explotaciones sean capaces de producir bloques del tamaño óptimo, con el consiguiente ahorro en costes. Por otro lado, este tema también está ligado con la fractura hidráulica (o *fracking*). En los últimos años, se han publicado diversos estudios que usan la TC para explorar la microestructura interna de todas las fases del macizo rocoso (sólida, líquida y gaseosa), así como su evolución a lo largo del tiempo [63].

En la actualidad existen algunas líneas de investigación novedosas que aplican la TC para el estudio de las rocas. Una de ellas es la generación de modelos para simular el comportamiento de los macizos bajo diferentes acciones o analizar los flujos de agua en su interior [57]. Por otro lado, existen algunos trabajos recientes que combinan el escaneo por TC y la impresión 3D para analizar la microestructura de las rocas [62].

8.

LA TOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA EN HORMIGÓN

El hormigón es el material de construcción más utilizado en todo el mundo. Entre sus ventajas más importantes destacan su bajo coste, una tecnología de producción globalmente accesible, su facilidad de adaptación a cualquier geometría y su durabilidad. No obstante, igualmente tiene desventajas bien conocidas, como su baja resistencia a tracción (en el caso del hormigón en masa), la reducida precisión dimensional de los elementos y la gran dispersión de sus propiedades mecánicas. Este último inconveniente es el que más interés tiene desde el punto de vista de la aplicación de la tomografía computerizada.

El comportamiento macroscópico del hormigón depende en buena medida de su microestructura. Sin embargo, el control de la matriz interna del hormigón es bastante complicado, ya que se trata de un material heterogéneo por naturaleza. La TC encaja perfectamente en este entorno, permitiendo analizar todas las fases presentes en su microestructura interna: áridos, cemento, agua, poros, fisuras y en algunos casos, fibras.

Las primeras investigaciones que aplicaron las técnicas de TC para estudiar el hormigón son bastante tempranas. Uno de los primeros trabajos es el de Morgan en 1980 [64], en el que ya consiguió analizar poros y fisuras en hormigón con una precisión del entorno del milímetro. En la actualidad, se trata de una tecnología cada vez más extendida, y se han publicado una cantidad notable de artículos que utilizan datos proporcionados por los escáneres de TC.

Existen tres ámbitos de aplicación de la TC al hormigón que merecen ser estudiados por separado: el análisis de la matriz interna (con especial énfasis en la porosidad), el estudio de los patrones de fisuración y el estudio de la microestructura del hormigón reforzado con fibras.

8.1. Aplicaciones al estudio de la matriz interna

Como ya se ha mencionado, la microestructura del hormigón tiene una influencia determinante sobre sus propiedades mecánicas, lo que explica en parte la dispersión que presentan. Por ello, el estudio de la porosidad interna del hormigón suscita un gran interés científico. En este sentido, la TC en combinación con un programa de procesamiento digital de imágenes, permite obtener los parámetros geométricos de los poros (posición, longitud, superficie, volumen, etc.). Además, estos datos se pueden utilizar para la generación de modelos de elementos finitos que simulen el comportamiento mecánico del hormigón. Existe un buen número de artículos publicados recientemente sobre este tema [65–69].

Otro aspecto de interés es el estudio de la influencia de las diferentes tipologías de aditivos sobre la microestructura final del hormigón. En concreto, en los últimos años se han llevado a cabo diversas investigaciones sobre los efectos provocados por los polímeros superabsorbentes (SAP, por sus siglas en inglés) [70,71]. Se trata de un novedoso aditivo cuya función es la de mitigar la retracción autógena del hormigón.

Por otra parte, los datos aportados por los escáneres de TC sirven de base para desarrollar estudios estadísticos que en último término permiten establecer correlaciones entre la microestructura del hormigón y su comportamiento macros-

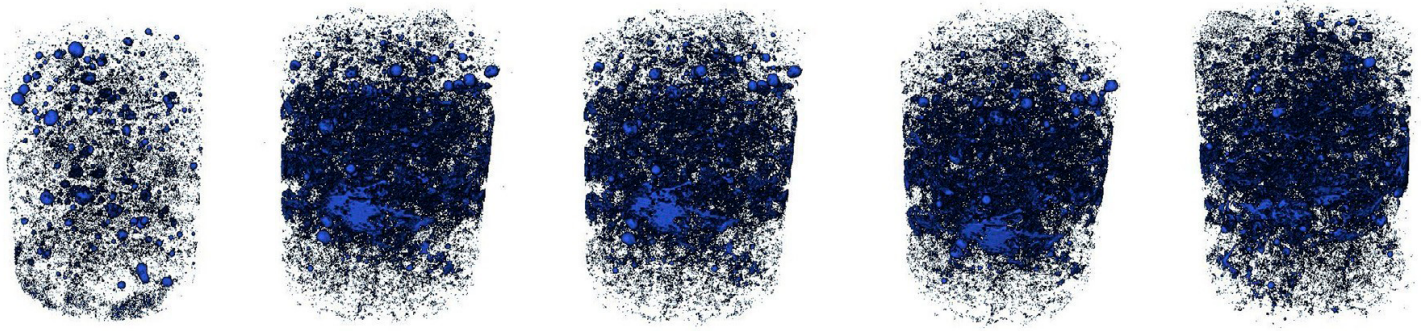


Figura 8. Evolución de la porosidad en una muestra de mortero reforzado con fibras de acero a lo largo del tiempo de curado. De izquierda a derecha: días 1, 2, 3, 4 y 7 tras el hormigonado [75].

cópico. Existen numerosos trabajos de investigación que han estudiado la influencia de la porosidad sobre la durabilidad del hormigón, su respuesta frente a cargas cíclicas de fatiga y su comportamiento frente a ciclos hielo-deshielo [70,72].

Además, el análisis de la matriz interna está relacionado con el estudio de hormigones singulares; en particular, el hormigón permeable [73] y el hormigón fabricado con áridos reciclados [74]. Por último, cabe destacar que los estudios microestructurales no solo ayudan a entender el comportamiento del hormigón endurecido, sino también del hormigón fresco. En este caso, existen diversos trabajos que utilizan la TC para estudiar la evolución de la porosidad con el tiempo de curado del hormigón [71,75] (figura 8).

8.2. Aplicaciones al estudio de los patrones de fisura

Otro campo de aplicación muy interesante del escaneo por TC es el análisis de los patrones de distribución de fisura, dada su estrecha relación con la durabilidad del hormigón. En este sentido, el postprocesado con programas de procesamiento digital de imágenes permite realizar un filtrado de los defectos presentes en el hormigón, descartando los poros y aislando las fisuras. En los últimos años, se han publicado varios artículos

que utilizan la TC para estudiar la mecánica de fractura en el hormigón y otros materiales quasi-frágiles [76,77]. Además, en ocasiones se utilizan los datos de los escáneres para generar modelos predictivos que permiten simular el comportamiento a fractura del hormigón.

El carácter no destructivo de la TC permite que se puedan realizar escaneos en diferentes etapas a lo largo de la vida útil del hormigón. Esto es muy relevante para fenómenos como la fatiga y los ciclos hielo-deshielo, que causan un daño acumulado en el hormigón en forma de microfisuras que progresan hasta el fallo del elemento estructural. Existe un buen número de artículos publicados que evalúan el daño producido por las cargas cíclicas de fatiga [78–80] y los ciclos hielo-deshielo [81–83], así como su evolución en el tiempo. Asimismo, también es interesante la comparación que se hace en algunos de estos trabajos entre los patrones de fisuración en los ensayos cíclicos y los resultados de ensayos estáticos equivalentes [84] (figura 9).

8.3. Aplicaciones al estudio del hormigón reforzado con fibras

En la actualidad, una de las líneas de investigación más activas es la que examina el hormigón reforzado con fibras. La TC es

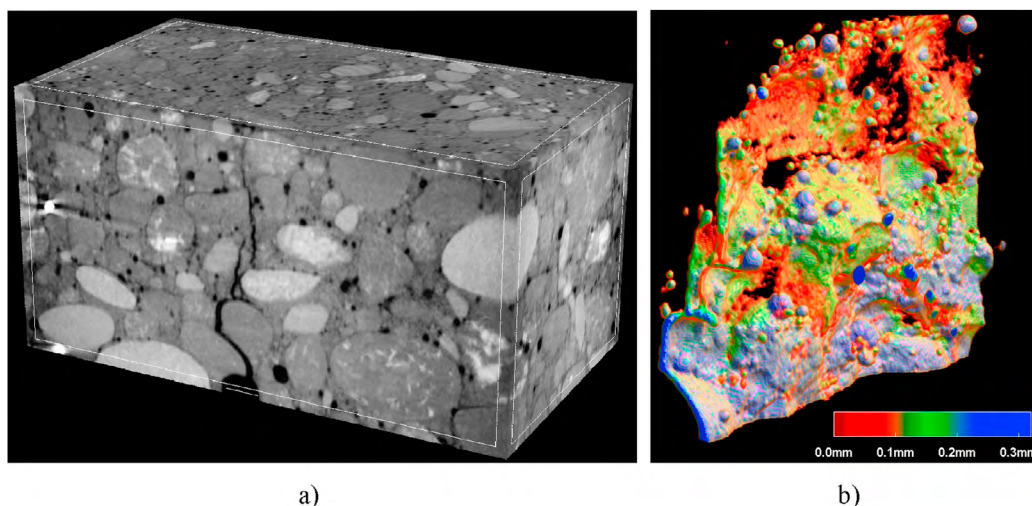


Figura 9. (a) Imagen obtenida a través de un escáner de TC de una muestra de hormigón ensayada a flexión en 3 puntos, (b) segmentación para obtener la macrofisura generada y estudio de la magnitud de su apertura [84].

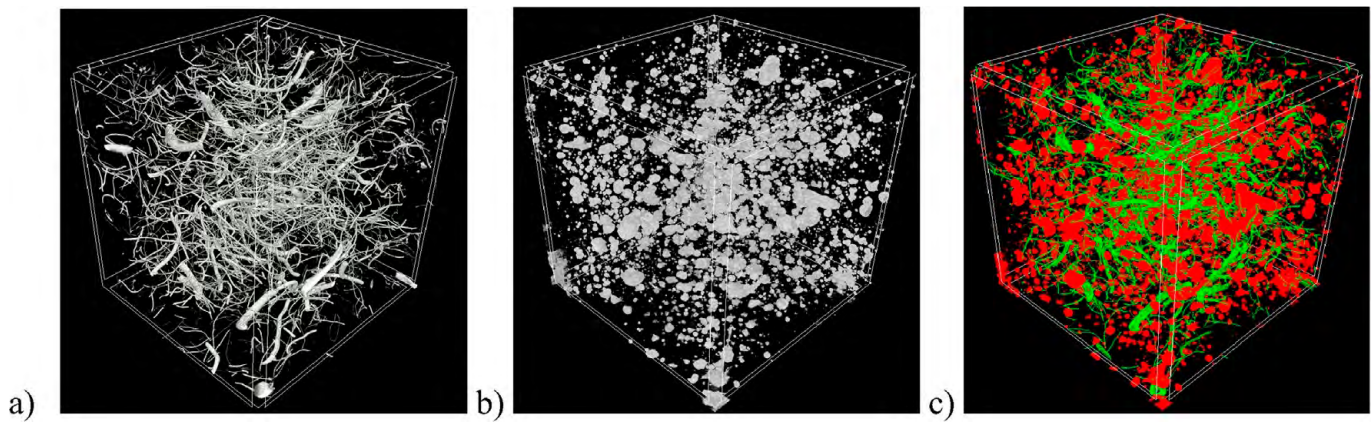


Figura 10. Segmentación de una muestra de hormigón reforzado con fibras de acero reciclado: (a) distribución de las fibras de acero, (b) distribución de los poros, (c) combinación de las fibras (verde) y los poros (rojo) [88].

de gran ayuda en este campo, permitiendo aislar cada fibra y obtener de ella su ubicación, distribución, orientación, etc. Se han publicado varios trabajos que estudian la distribución de diferentes tipos de fibras en el hormigón [78,85]. Además, un caso particular del análisis de la distribución de las fibras es el estudio de su orientación, ya que este parámetro es determinante en la respuesta macroscópica del hormigón. Por ello, también se han realizado diversos proyectos al respecto, incluso evaluando técnicas para inducir el alineamiento de las fibras [86,87].

Al igual que ocurre en el hormigón convencional, el uso de la TC en el hormigón con fibras sirve de base para establecer correlaciones entre la microestructura (en particular, los poros y las fibras) y la respuesta macroscópica. En los últimos años, se han publicado numerosos trabajos que estudian la influencia de la porosidad y las fibras (distribución, orientación, etc.) sobre el comportamiento a fractura [88], la resistencia a fatiga [78] o la ductilidad [87] (figura 10).

Por último, una línea de investigación también presente en los últimos años, aunque menos explotada, es la aplicación de la TC para el estudio de los efectos de las fibras durante el curado del hormigón [75].

9. CONCLUSIONES

La tomografía computerizada es una tecnología con un gran potencial de aplicación en muchos campos de la ciencia y la tecnología, lo que se refleja en una cantidad significativa de artículos científicos publicados en las dos últimas décadas. En particular, en el caso de la ingeniería una de sus utilidades más relevantes es el análisis microestructural de los materiales, que sirve de base a los investigadores para un mejor entendimiento de su respuesta macroscópica.

En este trabajo, se recogen algunos de los campos en los que el empleo de la TC tiene un mayor interés: paleontología, patrimonio, metales, materiales compuestos, firmes, rocas y hormigón. No obstante, existen otras disciplinas en las que se utiliza esta tecnología, así como otras muchas aplicaciones que aún no se han explorado con la suficiente profundidad.

Los datos proporcionados por los escáneres de TC se pueden utilizar a varias escalas. El uso más básico consiste en la interpretación de las imágenes a simple vista sin ninguna clase de post-procesado. Evidentemente, se trata de un empleo muy pobre de esta tecnología que desaprovecha todo su potencial. El siguiente paso consiste en el uso de programas de procesamiento digital de imágenes para extraer los datos más relevantes de las imágenes de TC. De este modo, se puede tener un conocimiento cuantitativo de la microestructura de los materiales. Además, si se realizan estudios estadísticos que combinan los datos del escáner de TC con los de ensayos mecánicos, se pueden llegar a establecer correlaciones entre la microestructura de un material y su respuesta macroscópica. Adicionalmente, es posible tomar la información proporcionada por la TC y exportarla a un programa de elementos finitos. De esta forma, se pueden generar modelos exactos de las muestras, incluyendo todos los defectos con su posición y magnitud real. Por tanto, las simulaciones numéricas llevadas a cabo son mucho más precisas que las realizadas con modelos teóricos ideales, lo que permite ajustar mejor estos últimos.

Es esperable que durante las siguientes décadas los avances tecnológicos traigan consigo escáneres de TC más eficientes, con tiempos de procesado más bajos y resoluciones mayores. En este contexto, los investigadores podrán utilizarlos para tener un mejor conocimiento de la microestructura de los materiales y en consecuencia un mejor entendimiento de su comportamiento.

Financiación: El presente trabajo ha sido financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad, España [proyecto número BIA2015-68678-C2-R].

Conflictos de interés: Los autores declaran que no existen conflictos de interés.

Referencias

- [1] L. A. Feldkamp, L.C. Davis, J.W. Kress, Practical cone-beam algorithm, *J. Opt. Soc. Am. A.* 1 (1984) 612-619. <https://doi.org/10.1364/JOSA.A.1.000612>.
- [2] G.N. Hounsfield, Computerized transverse axial scanning (tomography): Part 1. Description of system, *Br. J. Radiol.* 46 (1973) 1016-1022. <https://doi.org/10.1259/0007-1285-46-552-1016>.
- [3] C. Analytics, Web of Science [database], (1997). <http://webofknowledge.com/WOS>.
- [4] W.L. Jungers, R.J. Minns, Computed tomography and biomechanical analysis of fossil long bones, *Am. J. Phys. Anthropol.* 50 (1979) 285-290. <https://doi.org/10.1002/ajpa.1330500219>.

- [5] F. Osti, G.M. Santi, M. Neri, A. Liverani, L. Frizziero, S. Stilli, E. Maredi, P. Zarantonello, G. Gallone, S. Stallone, G. Trisolino, CT conversion workflow for intraoperative usage of bony models: From DICOM data to 3D printed models, *Appl. Sci.* 9 (2019) 708. <https://doi.org/10.3390/app9040708>.
- [6] E. Santos, N. Garcia, J.M. Carretero, J.L. Arsuaga, E. Tsoukala, Endocranial traits of the Sima de los Huesos (Atapuerca, Spain) and Petralona (Chalkidiki, Greece) Middle Pleistocene ursids. Phylogenetic and biochronological implications, *Ann. Paleontol.* 100 (2014) 297–309. <https://doi.org/10.1016/j.anpal.2014.02.002>.
- [7] E. Been, A. Gómez-Olivencia, P.A. Kramer, A. Barash, 3D Reconstruction of Spinal Posture of the Kebara 2 Neanderthal, in: A. Marom, E. Hovers (Eds.), *Hum. Paleontol. Prehistory*, Springer International Publishing, Cham, 2017: pp. 239–251. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-46646-0>.
- [8] G. Boschian, D. Caramella, D. Saccà, R. Barkai, Are there marrow cavities in Pleistocene elephant limb bones, and was marrow available to early humans? New CT scan results from the site of Castel di Guido (Italy), *Quat. Sci. Rev.* 215 (2019) 86–97. <https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2019.05.010>.
- [9] D.N. Notman, J. Tashjian, A.C. Aufderheide, O.W. Cass, O.C. Shane, T.H. Berquist, J.E. Gray, E. Gedgaudas, Modern imaging and endoscopic biopsy techniques in Egyptian mummies, *Am. J. Roentgenol.* 146 (1986) 93–96. <https://doi.org/10.2214/ajr.146.1.93>.
- [10] Q. Cheng, X. Zhang, J. Guo, B. Wang, Y. Lei, G. Zhou, Y. Fu, Application of computed tomography in the analysis of glass beads unearthed in Shanpula cemetery (Khotan), Xinjiang Uyghur Autonomous Region, *Archaeol. Anthropol. Sci.* 11 (2019) 937–945. <https://doi.org/10.1007/s12520-017-0582-6>.
- [11] M.P. Morigi, F. Casali, M. Bettuzzi, R. Brancaccio, V. D'Errico, Application of X-ray Computed Tomography to Cultural Heritage diagnostics, *Appl. Phys. A Mater. Sci. Process.* 100 (2010) 653–661. <https://doi.org/10.1007/s00339-010-5648-6>.
- [12] T. Freeth, Y. Bitsakis, X. Moussas, J.H. Seiradakis, A. Tselikas, H. Mangou, M. Zafeiropoulou, R. Hadland, D. Bate, A. Ramsey, M. Allen, A. Crawley, P. Hockley, T. Malzbender, D. Gelb, W. Ambrisco, M.G. Edmunds, Decoding the ancient Greek astronomical calculator known as the Antikythera Mechanism, *Nature.* 444 (2006) 587–591. <https://doi.org/10.1038/nature05357>.
- [13] B.P. Hilderbrand, T.P. Harrington, Mapping of Materials Stress with Ultrasonic Tomography, *Mater. Eval.* 39 (1981) 383–390. <https://lib.dr.iastate.edu/qnde/1979/allpapers/59> (accessed April 6, 2020).
- [14] J. Kar, S.K. Dinda, G.G. Roy, S.K. Roy, P. Srirangam, X-ray tomography study on porosity in electron beam welded dissimilar copper–304SS joints, *Vacuum.* 149 (2018) 200–206. <https://doi.org/10.1016/j.vacuum.2017.12.038>.
- [15] W. Yu, S.L. Sing, C.K. Chua, X. Tian, Influence of re-melting on surface roughness and porosity of AlSi10Mg parts fabricated by selective laser melting, *J. Alloys Compd.* 792 (2019) 574–581. <https://doi.org/10.1016/j.jallcom.2019.04.017>.
- [16] X.Z. Lu, L.C. Chan, Micro-voids quantification for damage prediction in warm forging of biocompatible alloys using 3D X-ray CT and RVE approach, *J. Mater. Process. Technol.* 258 (2018) 116–127. <https://doi.org/10.1016/j.jmatprotec.2018.03.020>.
- [17] M. Wicke, M. Luetje, I. Bacaicoa, A. Brueckner-Foit, Characterization of Casting Pores in Fe-rich Al-Si-Cu Alloys by Microtomography and Finite Element Analysis, *Procedia Struct. Integr.* 2 (2016) 2643–2649. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2016.06.330>.
- [18] M. Seifi, A. Salem, D. Satko, J. Shaffer, J.J. Lewandowski, Defect distribution and microstructure heterogeneity effects on fracture resistance and fatigue behavior of EBM Ti–6Al–4V, *Int. J. Fatigue.* 94 (2017) 263–287. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2016.06.001>.
- [19] W. Tillmann, C. Schaak, J. Nellesen, M. Schaper, M.E. Aydinöz, K.P. Hoyer, Hot isostatic pressing of IN718 components manufactured by selective laser melting, *Addit. Manuf.* 13 (2017) 93–102. <https://doi.org/10.1016/j.addma.2016.11.006>.
- [20] C. Panwisawas, B. Perumal, R.M. Ward, N. Turner, R.P. Turner, J.W. Brooks, H.C. Basoalto, Keyhole formation and thermal fluid flow-induced porosity during laser fusion welding in titanium alloys: Experimental and modelling, *Acta Mater.* 126 (2017) 251–263. <https://doi.org/10.1016/j.actamat.2016.12.062>.
- [21] I. Maskery, N.T. Aboulkhair, M.R. Corfield, C. Tuck, A.T. Clare, R.K. Leach, R.D. Wildman, I.A. Ashcroft, R.J.M. Hague, Quantification and characterisation of porosity in selectively laser melted Al-Si10-Mg using X-ray computed tomography, *Mater. Charact.* 111 (2016) 193–204. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2015.12.001>.
- [22] U. Tradowsky, J. White, R.M. Ward, N. Read, W. Reimers, M.M. Attallah, Selective laser melting of AlSi10Mg: Influence of post-processing on the microstructural and tensile properties development, *Mater. Des.* 105 (2016) 212–222. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2016.05.066>.
- [23] X. Zhou, D. Wang, X. Liu, D.D. Zhang, S. Qu, J. Ma, G. London, Z. Shen, W. Liu, 3D-imaging of selective laser melting defects in a Co-Cr-Mo alloy by synchrotron radiation micro-CT, *Acta Mater.* 98 (2015) 1–16. <https://doi.org/10.1016/j.actamat.2015.07.014>.
- [24] M.J. Nemcko, D.S. Wilkinson, On the damage and fracture of commercially pure magnesium using x-ray microtomography, *Mater. Sci. Eng. A.* 676 (2016) 146–155. <https://doi.org/10.1016/j.msea.2016.08.095>.
- [25] V.D. Le, N. Saintier, F. Morel, D. Bellett, P. Osmond, Investigation of the effect of porosity on the high cycle fatigue behaviour of cast Al-Si alloy by X-ray micro-tomography, *Int. J. Fatigue.* 106 (2018) 24–37. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2017.09.012>.
- [26] J. Tenkamp, A. Koch, S. Knorre, U. Krupp, W. Michels, F. Walther, Defect-correlated fatigue assessment of A356-T6 aluminum cast alloy using computed tomography based Kitagawa-Takahashi diagrams, *Int. J. Fatigue.* 108 (2018) 25–34. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2017.11.003>.
- [27] S. Siddique, M. Imran, F. Walther, Very high cycle fatigue and fatigue crack propagation behavior of selective laser melted AlSi12 alloy, *Int. J. Fatigue.* 94 (2017) 246–254. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2016.06.003>.
- [28] P. Myrach, F. Jonietz, D. Meinel, H. Suwala, M. Ziegler, Calibration of thermographic spot weld testing with X-ray computed tomography, *Quant. Infrared Thermogr. J.* 14 (2017) 122–131. <https://doi.org/10.1080/17686733.2017.1281554>.
- [29] S.C. Wu, T.Q. Xiao, P.J. Withers, The imaging of failure in structural materials by synchrotron radiation X-ray microtomography, *Eng. Fract. Mech.* 182 (2017) 127–156. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.07.027>.
- [30] N. More, B. Basse-Cathalinat, C. Baquey, F. Lacroix, D. Ducassou, Application of novel techniques of medical imaging to the non-destructive analysis of carbon-carbon composite materials, *Nucl. Instruments Methods Phys. Res.* 214 (1983) 531–536. [https://doi.org/10.1016/0167-5087\(83\)90628-2](https://doi.org/10.1016/0167-5087(83)90628-2).
- [31] M. Mehdikhani, L. Gorbatikh, I. Verpoest, S. V. Lomov, Voids in fiber-reinforced polymer composites: A review on their formation, characteristics, and effects on mechanical performance, *J. Compos. Mater.* 53 (2019) 1579–1669. <https://doi.org/10.1177/0021998318772152>.
- [32] S.C. Garcea, Y. Wang, P.J. Withers, X-ray computed tomography of polymer composites, *Compos. Sci. Technol.* 156 (2018) 305–319. <https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2017.10.023>.
- [33] J. Maj, M. Basista, W. Węglewski, K. Bochenek, A. Strojny-Nędza, K. Naplocha, T. Panzner, M. Tatarková, F. Fiori, Effect of microstructure on mechanical properties and residual stresses in interpenetrating aluminum-alumina composites fabricated by squeeze casting, *Mater. Sci. Eng. A.* 715 (2018) 154–162. <https://doi.org/10.1016/j.msea.2017.12.091>.
- [34] M.E. Ibrahim, Nondestructive evaluation of thick-section composites and sandwich structures: A review, *Compos. Part A: Appl. Sci. Manuf.* 64 (2014) 36–48. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2014.04.010>.
- [35] N. Naouar, E. Vidal-Sallé, J. Schneider, E. Maire, P. Boisse, Meso-scale FE analyses of textile composite reinforcement deformation based on X-ray computed tomography, *Compos. Struct.* 116 (2014) 165–176. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.04.026>.
- [36] B.R. Denos, D.E. Sommer, A.J. Favaloro, R.B. Pipes, W.B. Avery, Fiber orientation measurement from mesoscale CT scans of prepreg platelet molded composites, *Compos. Part A: Appl. Sci. Manuf.* 114 (2018) 241–249. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2018.08.024>.
- [37] N.Q. Nguyen, M. Mehdikhani, I. Straumit, L. Gorbatikh, L. Lessard, S. V. Lomov, Micro-CT measurement of fibre misalignment: Application to carbon/epoxy laminates manufactured in autoclave and by vacuum assisted resin transfer moulding, *Compos. Part A: Appl. Sci. Manuf.* 104 (2018) 14–23. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2017.10.018>.
- [38] M.J. Emerson, Y. Wang, P.J. Withers, K. Conradsen, A.B. Dahl, V.A. Dahl, Quantifying fibre reorientation during axial compression of a composite through time-lapse X-ray imaging and individual fibre tracking, *Compos. Sci. Technol.* 168 (2018) 47–54. <https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2018.08.028>.
- [39] Y. Gong, B. Zhang, S.R. Hallett, Delamination migration in multidirectional composite laminates under mode I quasi-static and fatigue loading, *Compos. Struct.* 189 (2018) 160–176. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.01.074>.
- [40] Y. Qi, H. Qi, Y. He, W. Lin, P. Li, L. Qin, Y. Hu, L. Chen, Q. Liu, H. Sun, Q. Liu, G. Zhang, S. Cui, J. Hu, L. Yu, D. Zhang, J. Ding, Strategy of Metal-Polymer Composite Stent to Accelerate Biodegradation of Iron-Based

- Biomaterials, ACS Appl. Mater. Interfaces. 10 (2018) 182–192. <https://doi.org/10.1021/acsami.7b15206>.
- [41] Z. Wang, X.L. Zhao, G. Xian, G. Wu, R.K. Singh Raman, S. Al-Saadi, A. Haque, Long-term durability of basalt- and glass-fibre reinforced polymer (BFRP/GFRP) bars in seawater and sea sand concrete environment, *Constr. Build. Mater.* 139 (2017) 467–489. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.038>.
- [42] V. Crupi, E. Kara, G. Epasto, E. Guglielmino, H. Aykul, Prediction model for the impact response of glass fibre reinforced aluminium foam sandwiches, *Int. J. Impact Eng.* 77 (2015) 97–107. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2014.11.012>.
- [43] S.D. Green, A.C. Long, B.S.F. El Said, S.R. Hallett, Numerical modelling of 3D woven preform deformations, *Compos. Struct.* 108 (2014) 747–756. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.10.015>.
- [44] E. Masad, B. Muhunthan, N. Shashidhar, T. Harman, Internal structure characterization of asphalt concrete using image analysis, *J. Comput. Civ. Eng.* 13 (1999) 88–95. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3801\(1999\)13:2\(88\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3801(1999)13:2(88)).
- [45] J. Gao, H. Wang, Y. Bu, Z. You, M.R.M. Hasan, M. Irfan, Effects of coarse aggregate angularity on the microstructure of asphalt mixture, *Constr. Build. Mater.* 183 (2018) 472–484. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.170>.
- [46] J. Norambuena-Contreras, E. Yalcin, A. Garcia, T. Al-Mansoori, M. Yilmaz, R. Hudson-Griffiths, Effect of mixing and ageing on the mechanical and self-healing properties of asphalt mixtures containing polymeric capsules, *Constr. Build. Mater.* 175 (2018) 254–266. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.153>.
- [47] H. Xu, F. Chen, X. Yao, Y. Tan, Micro-scale moisture distribution and hydrologically active pores in partially saturated asphalt mixtures by X-ray computed tomography, *Constr. Build. Mater.* 160 (2018) 653–667. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.107>.
- [48] P. Liu, J. Hu, D. Wang, M. Oeser, S. Alber, W. Ressel, G. Canon Falla, Modelling and evaluation of aggregate morphology on asphalt compression behavior, *Constr. Build. Mater.* 133 (2017) 196–208. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.041>.
- [49] C. Jin, X. Yang, Z. You, Automated real aggregate modelling approach in discrete element method based on X-ray computed tomography images, *Int. J. Pavement Eng.* 18 (2017) 837–850. <https://doi.org/10.1080/10298436.2015.1066006>.
- [50] P. Liu, J. Hu, H. Wang, G.C. Falla, D. Wang, M. Oeser, Influence of temperature on the mechanical response of asphalt mixtures using microstructural analysis and finite-element simulations, *J. Mater. Civ. Eng.* 30 (2018) 1–14. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002531](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002531).
- [51] A. González, J. Norambuena-Contreras, L. Storey, E. Schlangen, Self-healing properties of recycled asphalt mixtures containing metal waste: An approach through microwave radiation heating, *J. Environ. Manage.* 214 (2018) 242–251. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2018.03.001>.
- [52] A. Menozzi, A. Garcia, M.N. Partl, G. Tebaldi, P. Schuetz, Induction healing of fatigue damage in asphalt test samples, *Constr. Build. Mater.* 74 (2015) 162–168. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.034>.
- [53] Á. García, Self-healing of open cracks in asphalt mastic, *Fuel* 93 (2012) 264–272. <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2011.09.009>.
- [54] H. Wang, C. Wang, Z. You, X. Yang, Z. Huang, Characterising the asphalt concrete fracture performance from X-ray CT Imaging and finite element modelling, *Int. J. Pavement Eng.* 19 (2018) 307–318. <https://doi.org/10.1080/10298436.2017.1347440>.
- [55] M. Kayhanian, D. Anderson, J.T. Harvey, D. Jones, B. Muhunthan, Permeability measurement and scan imaging to assess clogging of pervious concrete pavements in parking lots, *J. Environ. Manage.* 95 (2012) 114–123. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2011.09.021>.
- [56] A.M. Petrovic, J.E. Siebert, P.E. Rieke, Soil Bulk Density Analysis in Three Dimensions by Computed Tomographic Scanning, *Soil Sci. Soc. Am. J.* 46 (1982) 445–450. <https://doi.org/10.2136/sssaj1982.03615995004600030001x>.
- [57] G. Wang, C. Jiang, J. Shen, D. Han, X. Qin, Deformation and water transport behaviors study of heterogenous coal using CT-based 3D simulation, *Int. J. Coal Geol.* 211 (2019) 103204. <https://doi.org/10.1016/j.coal.2019.05.011>.
- [58] H.L. Ramandi, P. Mostaghimi, R.T. Armstrong, M. Saadatfar, W.V. Pinczewski, Porosity and permeability characterization of coal: A micro-computed tomography study, *Int. J. Coal Geol.* 154–155 (2016) 57–68. <https://doi.org/10.1016/j.coal.2015.10.001>.
- [59] S. Wang, P. Yang, Z. (Joey) Yang, Characterization of freeze-thaw effects within clay by 3D X-ray Computed Tomography, *Cold Reg. Sci. Technol.* 148 (2018) 13–21. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2018.01.001>.
- [60] L.F. Fan, J.W. Gao, Z.J. Wu, S.Q. Yang, G.W. Ma, An investigation of thermal effects on micro-properties of granite by X-ray CT technique, *Appl. Therm. Eng.* 140 (2018) 505–519. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2018.05.074>.
- [61] S. Gibeaux, P. Vázquez, T. De Kock, V. Cnudde, C. Thomachot-Schneider, Weathering assessment under X-ray tomography of building stones exposed to acid atmospheres at current pollution rate, *Constr. Build. Mater.* 168 (2018) 187–198. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.120>.
- [62] J.B. Zhu, T. Zhou, Z.Y. Liao, L. Sun, X.B. Li, R. Chen, Replication of internal defects and investigation of mechanical and fracture behaviour of rock using 3D printing and 3D numerical methods in combination with X-ray computerized tomography, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 106 (2018) 198–212. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.04.022>.
- [63] L. Zhuang, K.Y. Kim, S.G. Jung, M. Diaz, K.B. Min, Effect of Water Infiltration, Injection Rate and Anisotropy on Hydraulic Fracturing Behavior of Granite, *Rock Mech. Rock Eng.* 52 (2019) 575–589. <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1431-3>.
- [64] I.L. Morgan, H. Ellinger, R. Klinksiek, J.N. Thomson, Examination of Concrete by Computerized Tomography, *ACI J. Proc.* 77 (1980) 23–27. <https://doi.org/10.14359/6987>.
- [65] Y. Li, Y. Li, Z. Guan, Q. Ding, Elastic modulus damage model of cement mortar under salt freezing circumstance based on X-ray CT scanning, *Constr. Build. Mater.* 191 (2018) 1201–1209. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.097>.
- [66] W. Trawiński, J. Tejchman, J. Bobiński, A three-dimensional meso-scale modelling of concrete fracture, based on cohesive elements and X-ray μ CT images, *Eng. Fract. Mech.* 189 (2018) 27–50. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.10.003>.
- [67] Y.S. Wang, J.G. Dai, X-ray computed tomography for pore-related characterization and simulation of cement mortar matrix, *NDT E Int.* 86 (2017) 28–35. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2016.11.005>.
- [68] T. Liu, S. Qin, D. Zou, W. Song, J. Teng, Mesoscopic modeling method of concrete based on statistical analysis of CT images, *Constr. Build. Mater.* 192 (2018) 429–441. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.136>.
- [69] A. Qsymah, R. Sharma, Z. Yang, L. Margetts, P. Mummery, Micro X-ray computed tomography image-based two-scale homogenisation of ultra high performance fibre reinforced concrete, *Constr. Build. Mater.* 130 (2017) 230–240. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.020>.
- [70] F. Liu, T. Zhang, T. Luo, M. Zhou, W. Ma, K. Zhang, The effects of Nano-SiO₂ and Nano-TiO₂ addition on the durability and deterioration of concrete subject to freezing and Thawing Cycles, *Materials (Basel)*. 12 (2019). 3608. <https://doi.org/10.3390/ma12213608>.
- [71] B.J. Olawuyi, W.P. Boshoff, Influence of SAP content and curing age on air void distribution of high performance concrete using 3D volume analysis, *Constr. Build. Mater.* 135 (2017) 580–589. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.128>.
- [72] M.A. Vicente, D.C. González, J. Mínguez, M.A. Tarifa, G. Ruiz, R. Hindi, Influence of the pore morphology of high strength concrete on its fatigue life, *Int. J. Fatigue*. 112 (2018) 106–116. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2018.03.006>.
- [73] J. Zhang, G. Ma, R. Ming, X. Cui, L. Li, H. Xu, Numerical study on seepage flow in pervious concrete based on 3D CT imaging, *Constr. Build. Mater.* 161 (2018) 468–478. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.149>.
- [74] X. Wu, J. Zhou, T. Kang, F. Wang, X. Ding, S. Wang, Laboratory investigation on the shrinkage cracking of waste fiber-reinforced recycled aggregate concrete, *Materials (Basel)*. 12 (2019). 1196. <https://doi.org/10.3390/ma12081196>.
- [75] J. Mínguez, M.A. Vicente, D.C. González, Pore morphology variation under ambient curing of plain and fiber-reinforced high performance mortar at an early age, *Constr. Build. Mater.* 198 (2019) 718–731. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.010>.
- [76] W. Ren, Z. Yang, R. Sharma, C. Zhang, P.J. Withers, Two-dimensional X-ray CT image based meso-scale fracture modelling of concrete, *Eng. Fract. Mech.* 133 (2015) 24–39. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2014.10.016>.
- [77] Z. Yang, W. Ren, R. Sharma, S. McDonald, M. Mostafavi, Y. Vertyagina, T.J. Marrow, In-situ X-ray computed tomography characterisation of 3D fracture evolution and image-based numerical homogenisation of concrete, *Cem. Concr. Compos.* 75 (2017) 74–83. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.10.001>.

- [78] M.A. Vicente, J. Mínguez, D.C. González, Computed tomography scanning of the internal microstructure, crack mechanisms, and structural behavior of fiber-reinforced concrete under static and cyclic bending tests, *Int. J. Fatigue*. 121 (2019) 9–19. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2018.11.023>.
- [79] M.A. Vicente, G. Ruiz, D.C. González, J. Mínguez, M. Tarifa, X. Zhang, CT-Scan study of crack patterns of fiber-reinforced concrete loaded monotonically and under low-cycle fatigue, *Int. J. Fatigue*. 114 (2018) 138–147. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2018.05.011>.
- [80] Ł. Skarżyński, I. Marzec, J. Tejchman, Fracture evolution in concrete compressive fatigue experiments based on X-ray micro-CT images, *Int. J. Fatigue*. 122 (2019) 256–272. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2019.02.002>.
- [81] Q. Luo, D.X. Liu, P. Qiao, Q.G. Feng, L.Z. Sun, Microstructural damage characterization of concrete under freeze-thaw action, *Int. J. Damage Mech.* 27 (2018) 1551–1568. <https://doi.org/10.1177/1056789517736573>.
- [82] T. Suzuki, T. Shiotani, M. Ohtsu, Evaluation of cracking damage in freeze-thawed concrete using acoustic emission and X-ray CT image, *Constr. Build. Mater.* 136 (2017) 619–626. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.013>.
- [83] Y. Shields, E. Garboczi, J. Weiss, Y. Farnam, Freeze-thaw crack determination in cementitious materials using 3D X-ray computed tomography and acoustic emission, *Cem. Concr. Compos.* 89 (2018) 120–129. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.03.004>.
- [84] Ł. Skarżyński, J. Tejchman, Experimental investigations of damage evolution in concrete during bending by continuous micro-CT scanning, *Mater. Charact.* 154 (2019) 40–52. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2019.05.034>.
- [85] G.L. Balázs, O. Czoboly, É. Lublóy, K. Kapitány, Á. Barsi, Observation of steel fibres in concrete with Computed Tomography, *Constr. Build. Mater.* 140 (2017) 534–541. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.114>.
- [86] M.A. Vicente, G. Ruiz, D.C. González, J. Mínguez, M. Tarifa, X. Zhang, Effects of fiber orientation and content on the static and fatigue behavior of SFRC by using CT-Scan technology, *Int. J. Fatigue*. 128 (2019) 105178. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2019.06.038>.
- [87] A.B. Groeneveld, T.M. Ahlborn, C.K. Crane, C.A. Burchfield, E.N. Landis, Dynamic strength and ductility of ultra-high performance concrete with flow-induced fiber alignment, *Int. J. Impact Eng.* 111 (2018) 37–45. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.08.009>.
- [88] Ł. Skarżyński, J. Suchorzewski, Mechanical and fracture properties of concrete reinforced with recycled and industrial steel fibers using Digital Image Correlation technique and X-ray micro computed tomography, *Constr. Build. Mater.* 183 (2018) 283–299. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.182>.



Autopista Gerediaga - Elorrio (Bizkaia)



Compromiso permanente



Detección y medición semiautomática de fisuras en elementos de hormigón en fotos digitales usando procesamiento de imágenes

Semi-automatic detection and measurement of cracks in concrete elements in digital photos using image processing

Luis Sánchez Calderón^a, Jesús Bairán^b

^a Ph.D., M.Sc. ingeniero civil. Universitat Politècnica de Catalunya

^b Ph.D., M.Sc., ingeniero de caminos. Universitat Politècnica de Catalunya. Profesor agregado

Recibido el 26 de junio de 2018; aceptado el 1 de junio de 2020

RESUMEN

La fisuración es inevitable en las obras de hormigón armado, pero debe de ser controlada para asegurar un adecuado comportamiento en servicio y por durabilidad. El análisis de los patrones de fisuración es una parte esencial en el diagnóstico, monitorización y mantenimiento; para identificar deficiencias o situaciones comprometidas. Por otro lado, el patrón de fisuración también puede ser un indicador de la distribución tensional del hormigón y de los esfuerzos determinantes en una zona. En este artículo se presente un nuevo método para la búsqueda y medición de fisuras en imágenes en color de elementos de hormigón. El algoritmo usa diversas herramientas de procesamiento digital de imágenes para medir la orientación de las fisuras y entre estas herramientas destaca un tipo especial de filtros llamados "orientation kernels" desarrollados especialmente para detectar el ángulo y ancho de las fisuras.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: detección de fisuras; kernels; detección de características; fotogrametría.

ABSTRACT

Cracking is inevitable in ordinary reinforced concrete construction, yet it should be controlled to guarantee adequate serviceability and durability. Crack patterns analysis is essential for diagnosis, monitoring and maintenance, to identify malfunctioning or unsafe situations. In addition, crack patterns can be indicators of the stress distribution in the concrete and the governing internal forces in a region. A method to search and measure cracks in RGB images of concrete elements has been developed and implemented. The algorithm uses several digital image-processing tools to detect the measure the cracks width and orientation, featuring these tools are the spatial filters called "orientation kernels" developed specially for detecting the angle and width of the cracks.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Crack detection; line kernel; feature detection; image processing; photogrammetry.

I. INTRODUCCIÓN

Las técnicas de procesamiento digital de imágenes y la fotogrametría se vienen usando cada vez más en las últimas décadas. Sus aplicaciones se expanden a casi todas las ciencias, ya que los ingenieros e investigadores se han dado cuenta que estas técnicas permiten mediciones y detecciones a coste muy bajo.

Dentro del campo de ingeniería, la fotogrametría empieza a competir con los métodos tradicionales para medir los

desplazamientos y deformaciones como las galgas extensométricas. En este artículo se usan técnicas de procesamiento de imágenes para dar más alcance a métodos para monitorización de estructuras existentes o elementos ensayados en laboratorio.

El objetivo principal de este artículo es identificar y caracterizar patrones de fisuración de elementos de hormigón a partir de fotos tomadas sobre superficies de hormigón, para que sea aplicado a estructuras existentes sin ningún tratamiento en la superficie antes de cargar la estructura. Por otro lado, se pretende detectar y medir todas las fisuras en una superficie de hormigón (dirección y ancho).

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: luis.sanchez@upc.edu (Luis Sánchez Calderón).

2. RELEVANCIA DEL TRABAJO

La fisuración de elementos de hormigón es algo esperado en estructuras de hormigón armado y parcialmente pretensadas. Sin embargo, debe de ser controlada por medio de un diseño adecuado, para asegurar su buen comportamiento en servicio y durabilidad, ya que fisuras muy anchas hacen al hormigón vulnerable a ataques químicos. Ser capaz de medir con precisión el ancho de las fisuras puede ayudar a mejorar distintos modelos [1] [2] a predecir el avance de estos ataques en estructuras existentes ya que casi todas ellas incluyen el ancho de fisuras en sus cálculos.

Por otro lado, la existencia de un patrón de fisuración característico puede ser un indicador de situaciones inseguras para ciertos estados límites, como el cortante y la compresión. En algunos mecanismos de cortante como el "aggregate interlock" [3] [4] [5], dependen del ancho y la orientación de las fisuras. Por lo tanto, un sistema automático de detección sería útil para combinar con modelos mecánicos de resistencia e identificar la necesidad de reparaciones o readecuación.

La identificación temprana de patrones de fisuración indeseados es un indicador de mal funcionamiento o de la existencia de una patología. Identificar estos patrones y análisis son esenciales en el diagnóstico e inspección. Inspecciones sistemáticas de grandes estructuras puede ser costoso, especialmente en zonas de difícil acceso. Además, el reconocimiento de patrones y el análisis requiere un observador experto. Por esto, la automatización de este proceso puede ser muy relevante para la reducción de costes de mantenimiento, sistematización e inspección de zonas que son de difícil acceso para personas para hacer inspección visual.

3. HIPÓTESIS

Se busca calcular 2 magnitudes a partir de las imágenes de fotos: el ancho y la orientación. En el método a continuación se asume que las fisuras es un "rasgo" en la imagen con las siguientes características:

1. Son bordes, o cercanos a bordes.
2. Tienen pixeles oscuros (baja intensidad).
3. Se parecen a líneas, por lo tanto, tienen una dirección u orientación.
4. Puntos adyacentes tienen una orientación similar.

Con estas características se intentará identificar las fisuras en una imagen de color.

4. ALGORITMO

Primero la imagen es segmentada para analizar solamente una región de interés, dado que las áreas fuera no se consideraran en el análisis. Algunas variables que serán usadas en el presente documento en posteriores formulaciones:

$$I_{RGB} \therefore \text{es la matriz de la imagen en RGB}$$
$$I_{GRAY} \therefore \text{es la matriz de la imagen en GRAY}$$

4.1. Detección de bordes

En el primer paso es obtener una aproximación del gradiente con diferencias centrales con una correlación entre el kernel Prewitt (1) y la imagen en escala de grises.

$$G_x = S_x \otimes I_{GRAY} \quad G_y = S_y \otimes I_{GRAY} \quad (1)$$

Donde los kernel Prewitt son:

$$S_x = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 \\ -1 & 1 & 1 \\ -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad S_y = \begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 \\ 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

y el símbolo " \otimes " representa la multiplicación término por término entre 2 matrices.

$$E_d = \sqrt{(G_x)^2 + (G_y)^2} \quad (2)$$

Todas las operaciones en la ecuación (2) son operaciones elemento por elemento; es decir, el elemento (i,j) del producto de dos matrices $(a \text{ y } b)$ se obtiene como $c_{i,j} = a_{i,j} \cdot b_{i,j}$. Así, la matriz de gradientes es segmentada usando la inequación $Th_{min} < G < Th_{max}$ asignando un valor de "1" en los pixeles donde se cumple la inequación y colocando ceros en las que no.

4.2. Detección de medias

A partir de la matriz de bordes "Ed", los pixeles que tengan una intensidad menor que la media de la vecindad serán escogidos como puntos de fisura potenciales. Esto quiere decir que los pixeles más oscuros serán seleccionados, los cuales deben ser las fisuras.

$$MeanD(t) = I_{GRAY} E_d(t) < \mu_{loc}(t) - b\sigma_{loc}(t) \quad (3)$$

Donde:

- t es un pixel de la imagen con coordenadas $t(i,j)$
- $\mu_{loc}(t)$ es la media local de intensidades alrededor el pixel t
- $\sigma_{loc}(t)$ es la desviación estándar local de intensidades alrededor del pixel t

Para obtener las medias y desviaciones estándar locales se utiliza la imagen integral [6] de I_{GRAY} . La nueva matriz de pixeles llamada *MeanD*, se pasa por un algoritmo de conectividad derivado del procedimiento descrito por Haralick [7] el cual obtiene todas las regiones conectadas por una conectividad de 8 pixeles en una matriz de pixeles. Además, para cada región se calculan las siguientes características: numeración, centroide, área, perímetro, eje mayor y eje menor. A estas regiones obtenidas se las llamará *CrRegions* para futura referencia en el presente documento.

4.3. Kernels de Orientación

"Kernel" es el nombre que se le da a una matriz que se va a usar para realizar operaciones de convolución o multiplicación con submatrices de imágenes (en el campo de tratamiento digital de imágenes). Los pixels en *CrRegions* pueden ser manchas negras, puntos oscuros aislados u otras partes indeseadas que no son real-

mente fisuras, por lo que es necesario discriminar las fisuras reales. La siguiente característica discriminadora es la orientación. De todas las regiones detectadas en *CrRegions*, las que tienen áreas muy pequeñas y una relación entre eje mayor y menor cercano a 1 son descartadas. Así pues, cada una de las regiones filtradas de *CrRegions* se pasa por varios kernel detectores de líneas diseñados para responder a vecindades con pixeles alineados en una dirección específica. El algoritmo crea 180 kernels para cada tamaño de vecindad que se desea evaluar que depende de la escala (mm/pixel) y del ancho de fisura máximo que se quiere detectar, ambas magnitudes son datos de entrada para el algoritmo.

Los kernels/matrices se generan a partir de la función segmentada descrita en la ecuación y representada en la

$$f(x) = \begin{cases} 1 & x = C \\ \frac{2x - m - 1}{m - 1} & 1 \leq x < C \\ \frac{2x - 1 - m}{1 - x} & C < x \leq m \\ -1 & x > m \text{ or } x < 1 \end{cases} \quad (4)$$

Donde $x \in \mathbb{N}$, $m \in \mathbb{N}$, $w \in \mathbb{N}$. El tamaño de la matriz kernel es de " $m \times m$ ", siendo " m " siempre un número impar. " w " es el an-

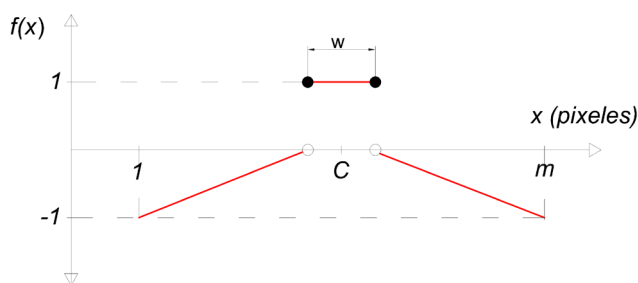


Figura 1. Función generadora de los kernel de orientación.

cho esperado de la fisura, la relación entre el tamaño del kernel y el ancho " w " es $m/w=5$. C es el pixel en el medio del kernel y dado que m es impar entonces podemos decir que $C = \frac{(m+1)}{2}$.

El kernel de base es generado evaluando la función para $x=1,2,\dots,m$ y colocando los valores en un vector columna de dimensión " $1 \times m$ " y copiar dicho vector para lograr una matriz " $m \times m$ ". Lo siguiente es dividir el kernel para " $m \cdot w$ " para asegurarse que los pixeles positivos sumen 1. El kernel base representa la orientación a cero grados $K(0)$; para generar el kernel para otros grados este se rota con una transformación matricial. Un kernel con ángulo $=60^\circ$ con $m=5$, $w=1$, $C=1$ se muestra en la ecuación (5) como ejemplo.

$$K(60) = \begin{bmatrix} -0.14 & -0.14 & -0.07 & 0.14 & -0.07 \\ -0.14 & -0.07 & 0.14 & 0.14 & -0.07 \\ -0.14 & -0.07 & 0.14 & -0.07 & -0.14 \\ -0.07 & 0.14 & 0.14 & -0.07 & -0.14 \\ -0.07 & 0.14 & -0.07 & -0.14 & -0.14 \end{bmatrix} \quad (5)$$

Por motivos ilustrativos, en la figura 2 se muestra otro kernel generado con $w=5$, $m=25$, $C=13$, $gr=60$ y su correspondiente representación gráfica. En esta figura, los ejes del plano horizontal representan la posición del pixel en la imagen, y la posición vertical y el color de la superficie representan el valor numérico del kernel.

4.4. Detección del ángulo de la fisura

Como se menciona anteriormente, las vecindades de las regiones filtradas de *CrRegions* son multiplicadas elemento por elemento con los kernels (6) de orientación generados para un ejemplo dado. Los resultados de cada multiplicación y posterior suma de todas las celdas se llaman la "respuesta", denotada por "R". El ángulo se determina seleccionando la dirección en

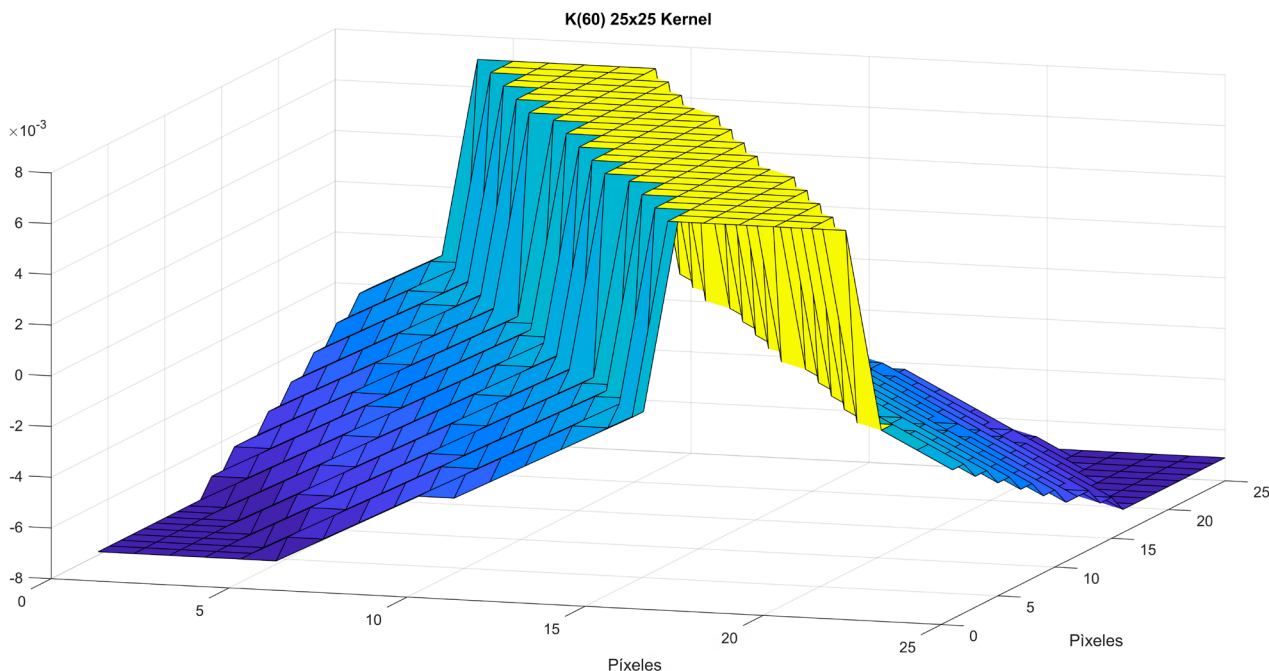


Figura 2. Kernel de orientación para 60 grados y de tamaño 25x25 pixels, punto de vista 2.

la cual las respuestas "R" son máximas y mayores que un umbral que es un número entre 0 y 1.

$$R(gr) = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m MeanD_{Reg}(t)_{ij} K_m(gr)_{ij} \quad (6)$$

Donde:

- "t" índice para las regiones filtradas de CrRegions
- "gr" es el ángulo en grados decimales, $gr = 1, 2, 3, \dots, 180$
- "MeanD_{Reg}" es la matriz de una vecindad que pertenece a CrRegions
- "K_m(gr)" es el kernel de orientación de tamaño "m" x "m" píxeles para el ángulo gr
- "i, j" son los índices para las celdas en las matrices locales MeanD_{Reg}(t) y K_m(gr)

Para ilustrar, se presenta una imagen de las matrices de vecindad de CrRegions y la misma vecindad en una imagen original "I_{RGB}" en una zona donde hay una fisura (figura 3).

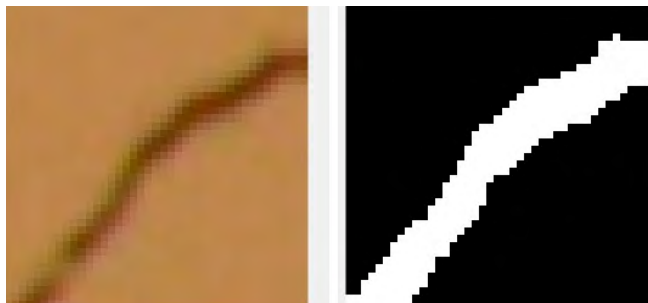


Figura 3. Vecindad de la imagen a color I_{RGB} y de la matriz de píxeles generada por CrRegions.

En la figura 4 se muestran las respuestas de la vecindad mostrada en la figura 3 a todos los kernels de orientación de tamaño m=15 píxeles. Para obtener el verdadero máximo en la función discreta de la respuesta (R) versus el ángulo (gr) se usará una interpolación gaussiana.

4.5. Ancho de fisura

Una vez calculado el ángulo, para determinar el ancho de la fisura se realiza un corte en la matriz local donde se identificó una fisura. La serie de valores extraídos de este corte se pueden presentar como en un gráfico de posición local de pixel vs intensidad del pixel. Esta distribución se ilustra en la figura 5.

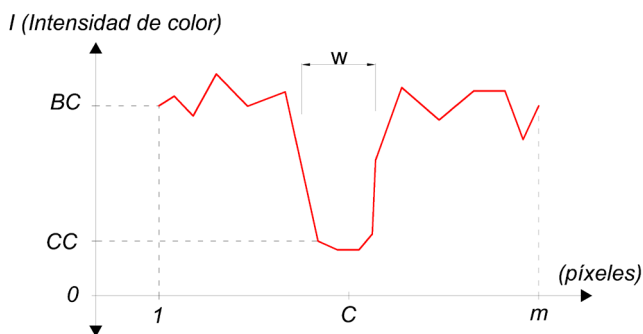


Figura 5. Intensidades de una línea de píxeles perpendicular a la dirección de una fisura.

Donde:

- BC ∴ es la intensidad de los píxeles del fondo de hormigón
- CC ∴ es la intensidad de los píxeles donde existe una fisura
- C ∴ es el centro de la línea de píxeles

A partir de los valores ilustrados en la se obtiene una aproximación del gradiente con diferencias centrales. El resultado se ilustra en la figura 6. El ancho de la fisura se estima, a partir de la distribución de gradientes, como la distancia entre los picos máximos y mínimos.

Gradiente de la intensidad de color

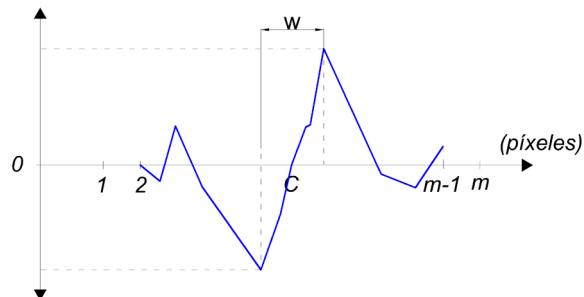


Figura 6. Gradiente de las intensidades de color en una línea de píxeles perpendicular a la dirección de la fisura.

Donde:

- w ∴ es el ancho medido de la fisura

5. VALIDACIÓN

Se hicieron varias fotos a vigas de hormigón parcialmente pretensado para comparar la caracterización de las fisuras del algoritmo propuesto con lo medido con un fisurómetro.

La cámara utilizada fue una Nikon D5200 con resolución de 6000x4000 píxeles (24 MPi). Los ajustes usados en la cámara fueron los siguientes: tiempo de exposición 1/25 seg, ISO: 500, apertura focal f/7.1, distancia focal 35 mm. La iluminación fue a base de iluminación directa, no uniforme, con lámpara incandescente. La muestra la foto de la figura 7 usada para la validación.

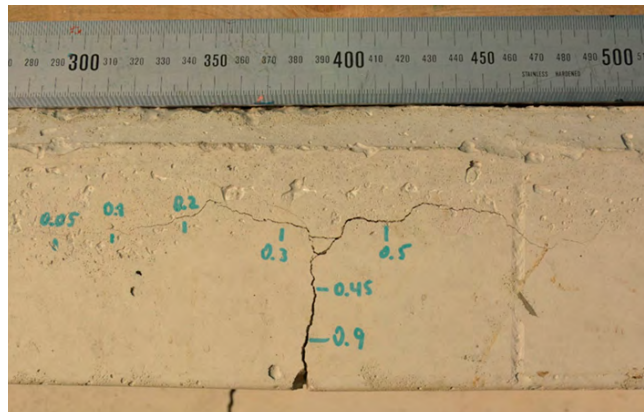


Figura 7. Foto del alma de una viga parcialmente pretensada, marcados encima de las fisuras su ancho en mm con el fisurómetro.

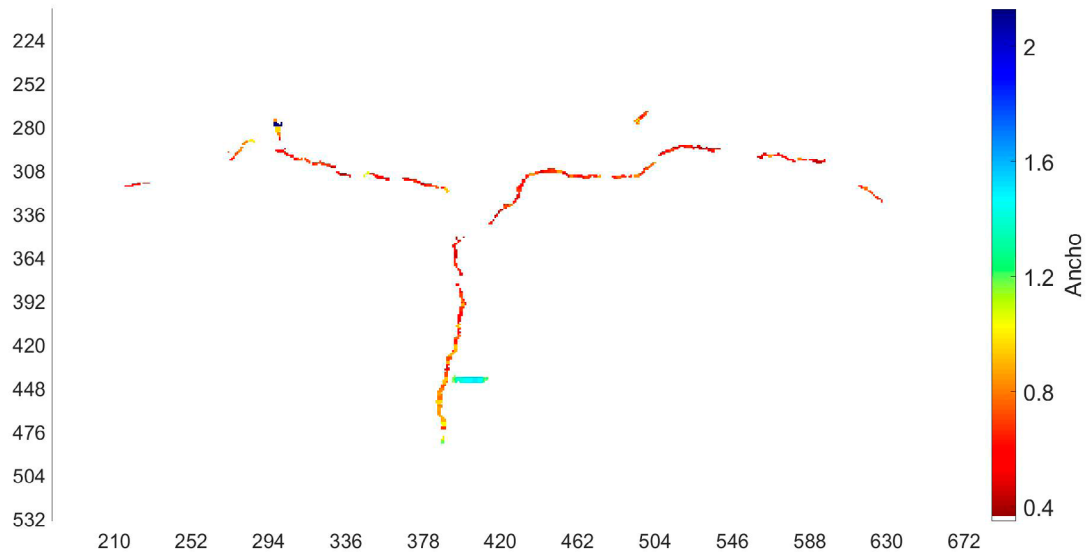


Figura 8. Trazado de la fisura, escala de colores para los anchos en mm.

Los siguientes ajustes fueron hechos en el algoritmo para lograr la detección:

Escala = 0.04810 mm/pixel ;

detección de bordes → Límites de los bordes min: 0.0929 max: 0.3050, Gradiente máximo de referencia: 182 ;

detección de media → Tamaño de Vecindad : 70 pixels , Factor de Desviación estándar: 1.2 ;

detección de orientación → Ancho Mínimo esperado: 0.05 mm, Ancho máximo esperado 0.8 mm, sensibilidad angular=0.4.

En la figura 8 se muestra la matriz de pixeles final del algoritmo propuesto en el que queda casi delineada perfectamente el trazado de la fisura en el elemento mostrado en la figura 7.

La tabla 1 presenta la comparación entre los valores obtenidos por el algoritmo y los medidos con un fisurómetro en la imagen de ejemplo en los puntos marcados.

TABLA 1
Mediciones del Kernel de Orientación vs Fisurómetro

# Área	Posición (pixels)		Fisurómetro (w_{fis})(mm)	Orientation Kernel (w_{ima})(mm)	Error ($\frac{w_{fis}}{w_{ima}}$)
	x	y			
1	823	2235	0.05	0.0480	1.04
2	1285	2284	0.10	0.1110	0.90
3	1841	2187	0.20	0.1786	1.12
4	2622	2235	0.30	0.4322	0.71
5	2873	2752	0.45	0.4690	0.96
6	3440	2228	0.50	0.5740	0.87
7	2816	3148	0.90	1.005	0.90

6. EJEMPLOS

La fotografía presentada en la figura 9 muestra una viga reforzada con fibras poliméricas, tomada de la referencia [8]. No se proporciona información en el artículo de los parámetros ópticos de la cámara usada para tomar la fotografía. A partir de la información geométrica de la altura de la viga (203 mm), se determina que la escala de la imagen es de 1.4 mm/pixel. La figura 10 muestra un esquema general del elemento; el recuadro rojo indica el área enfocada en la figura 9.



Figura 9. Viga de HRF de la Ref. [8].

La región de interés seleccionada por el usuario para analizar se presenta en la figura 11 y la primera segmentación basada en los bordes y medias locales se presenta en la figura 12.

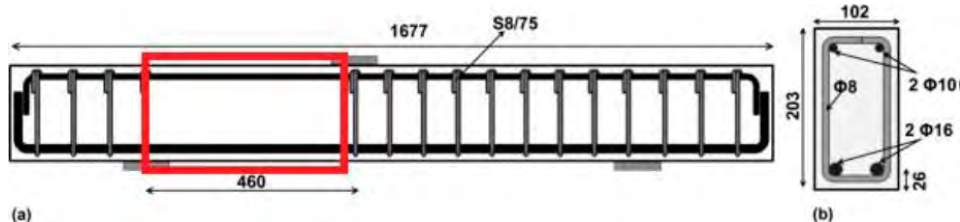


Figura 10. Armado y geometría de viga [8].

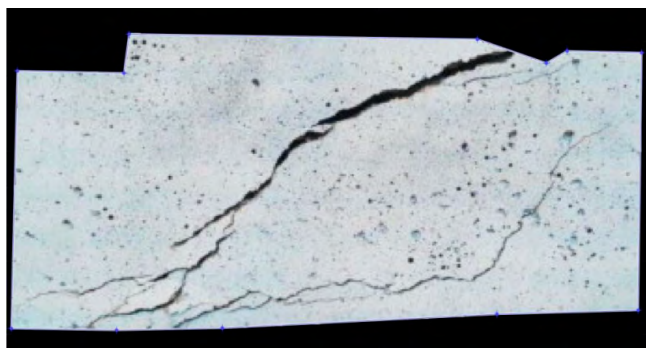


Figura 11. Región de interés en la viga seleccionada por el usuario.

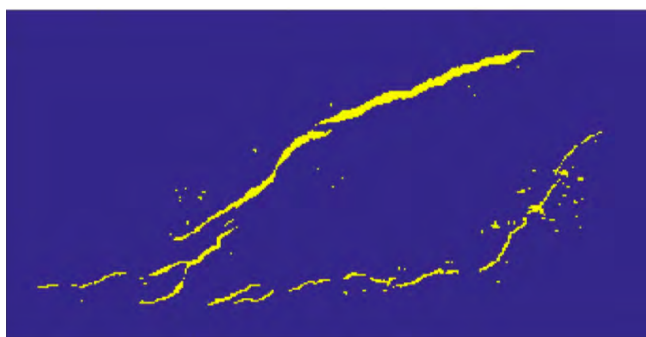


Figura 12. Segmentación de foto presentada en la figura 9 basada en detección de bordes y medias.

La segmentación y detección de fisuras con su ancho y dirección basado en los kernels de orientación se presentan en las figuras 13 y 14. En la figura 13 tenemos la matriz de píxeles con los ángulos y en la figura 14 los anchos de fisura; para ambos se presenta una escala de colores a la derecha de las fisuras.

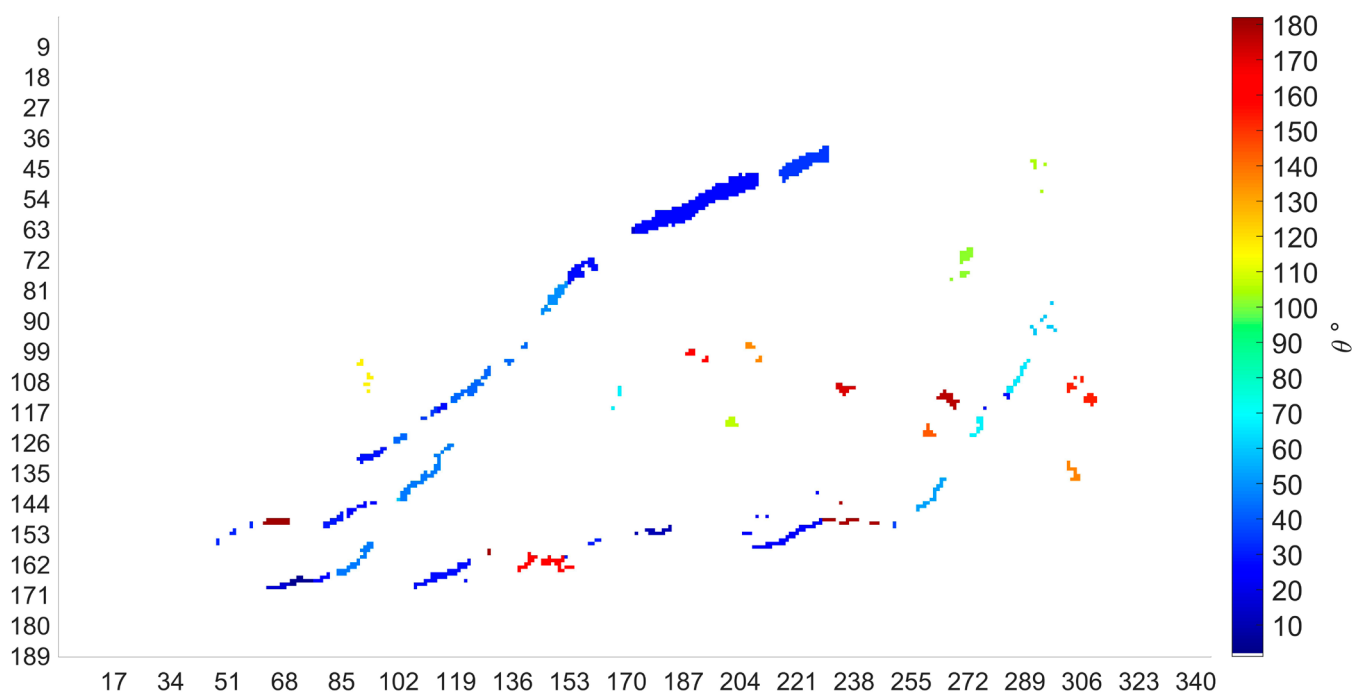


Figura 13. Matriz de píxeles de ángulos ($^{\circ}$) de fisura de la figura 9 a partir de los kernel de orientación.

7. CONCLUSIONES

Los kernels de orientación propuestos en este documento han probado ser efectivos en la detección de fisuras y proporcionar un campo completo de valores para el ángulo y ancho de las fisuras. El tiempo de procesamiento es bajo (aproximadamente de 2 min en promedio para una foto de 24 MPi).

El algoritmo fue validado con un elemento parcialmente pretensado, ensayado en el laboratorio de tecnología de estructuras de la UPC. Se observó que el método permite reconocer los píxeles que son fisuras de forma adecuada. Así mismo, se comparó el ancho de fisura en diferentes puntos de la zona de estudio con medición directa mediante fisurómetro óptico. La precisión del algoritmo es similar a la obtenida por un observador usando fisurómetro óptico con lente de aumento, siendo el error medio de 7% con desviación estándar de 13.5%. La precisión es adecuada para realizar tareas de inspección y diagnóstico de estructuras dañadas.

Por otro lado, se presentó un ejemplo de aplicación en un elemento de hormigón armado con fibras poliméricas. La aplicación del algoritmo permitió desarrollar un mapa completo de la distribución angular y anchos de fisura en los diferentes puntos detectados como fisura en la zona estudiada.

El método desarrollado puede ser de utilidad como parte de un sistema automático de inspección y diagnóstico de daños en estructuras. Para ello es necesario desarrollar componentes adicionales como lo son el reconocimiento de fisuras individuales, contarlas, determinar su separación, longitud y la identificación del tipo de daño. Estos aspectos ya están siendo desarrollados por los autores.

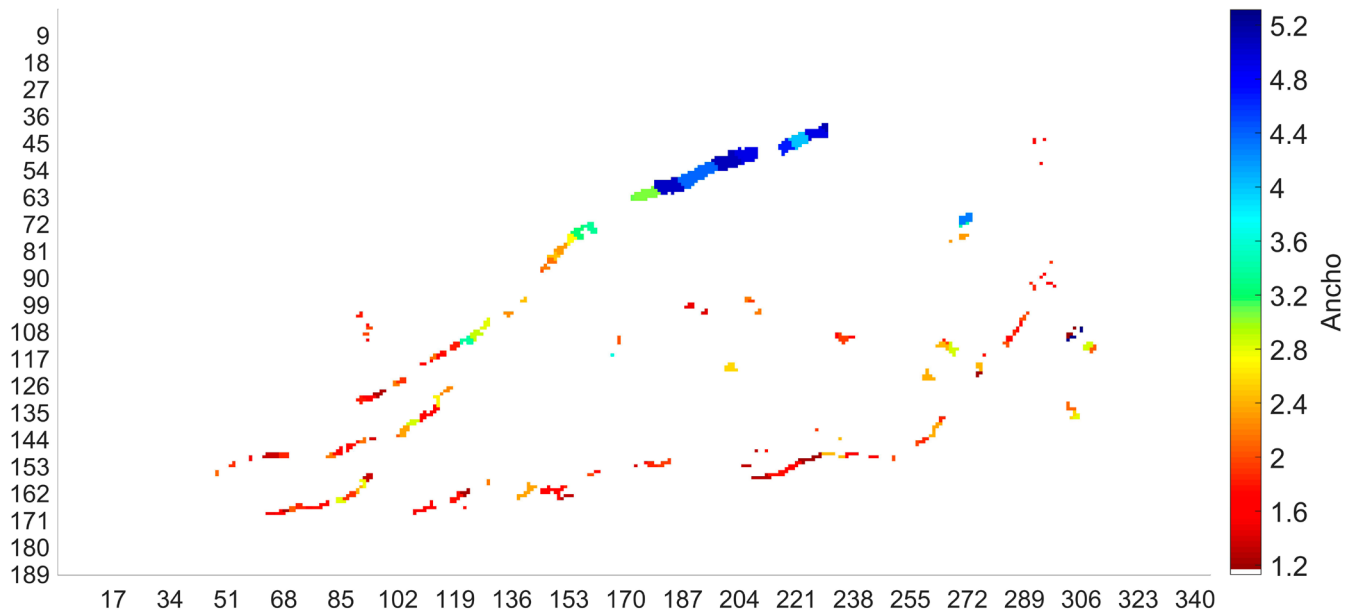


Figura 14. Matriz de píxeles de anchos de fisura (mm) de la figura 9 a partir de los kernels de orientación.

8.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación es parcialmente apoyada por los proyectos BIA2012-36848 “*Performance-based design of partially prestressed concrete structures*”, y BIA2015-64672-C4-1-R “*Contribution to the extension of service lifetime of existing concrete structures through an adequate structural evaluation and strengthening with advanced materials*”, financiados a su vez por el Ministerio Economía, Industria y Competitividad

de España y por los Fondos Europeos de Desarrollo Regional (FEDER). También se debe mencionar el financiamiento por parte de la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología y Educación (SENECYCT) (institución del gobierno ecuatoriano) a través de una beca de “Convocatoria Abierta” para programas de Masters y Phd.

Referencias

- [1] D. Ho y R. Lewis, «Carbonation of concrete and its prediction,» Melbourne, Australia, 1987.
- [2] Z. Bazant, «Physical model for steel corrosion in concrete sea structures,» *Journal of Structural Division*, vol. June, p. 1137–1153, 1979.
- [3] H. Taylor, «Investigation of the force carried across the cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate,» Cement and Concrete Association, London, UK, 1970.
- [4] J. Walraven, «Aggregate interlock: A theoretical and experimental investigation,» Delf University of Technology, Delf, Holland, 1980.
- [5] P. Zararis, «Aggregate interlock and steel shear forces in the analysis of RC membrane elements,» *ACI Structural Journal*, vol. 94, n° 2, pp. 159-170, 1997.
- [6] F. Crow, «Summed-Area Tables for Texture Mapping,» *In Proceedings of SIGGRAPH*, vol. 18, n° 3, pp. 207-212, 1984.
- [7] R. M. Haralick y L. G. Shapiro, *Computer and Robot Vision*, vol. 1, Addison-Wesley, 1992, pp. 28-48.
- [8] Z. Tetta, L. Koutas and D. Bourmas, “Textile-reinforced mortar (TRM) versus fiber-reinforced polymers (FRP) in shear strengthening of concrete beams,» *Composites Part B*, pp. 338-348, 2015.
- [9] L. Sanchez y J. Bairán, «Crack Detection in Concrete Elements from RGB Pictures using Modified Line Detection Kernels,» de *Intelligent Systems Conference 2017*, Londres, UK, 2017.



NUEVA SEDE DE LA OTAN

6.000 Toneladas - Bruselas (Bélgica)



CIUDAD DE LA MÚSICA

3.500 Toneladas - París (Francia)



ESTADIO WANDA METROPOLITANO

5.600 Toneladas - Madrid (España)



VIADUCTO DEL JÚCAR

1.500 Toneladas - Cullera (España)

Oficinas Centrales y Talleres Madrid:

Camino del Corral, s/n – Polígono Industrial de Alcamar
28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)

Oficinas y Talleres A Coruña:

Avenida del Embalse, Parcelas 92-94
Polígono Industrial de Sabón
15142 Arteixo (A Coruña)

Puente arco sobre el río Butrón en Gatika (Bizkaia)

Arch bridge over the River Butrón in Gatika (Bizkaia)

José Manuel Baraibar^a

^a *Dr. ingeniero de caminos, canales y puertos. Viuda de Sainz, S.A.*

Recibido el 30 de enero de 2019; aceptado el 23 de mayo de 2019

RESUMEN

El castillo medieval de Butrón se sitúa en el municipio de Gatika, en el territorio histórico de Bizkaia, dentro de uno de los últimos meandros del río Butrón, antes del estuario de Plentzia. El antiguo puente de fábrica que conectaba el castillo con la margen opuesta, además de constituir un obstáculo hidráulico significativo que favorecía las inundaciones en el entorno durante las crecidas, presentaba un serio riesgo de colapso. La administración municipal decide entonces sustituir la antigua estructura con un nuevo puente arco de hormigón armado y un solo vano, de 23 m de luz y una relación flecha/luz de 1/6.57. Esta tipología estructural se selecciona por su capacidad de asegurar sección hidráulica, pero también como reminiscencia del puente original. La estructura, que además presenta un perfil atenuado en lomo de asno, es un ejemplo en nuestros días de empleo del arco en el rango de las luces muy cortas.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Puente arco; obra en río; luz corta; hormigón armado; cimbra.

ABSTRACT

The unique medieval castle of Butrón is located in the municipality of Gatika, in the historical territory of Biscay, within one of the last meanders of the Butrón River, before the estuary of Plentzia. The ancient masonry bridge connecting the castle and the opposite bank of the river, apart from being a hydraulic obstacle favouring the flooding of the alluvial plain in the area, presented a high risk of collapse. The municipal administration decides to replace the ancient bridge, building a reinforced concrete arch bridge, with a single 23-m span and a rise-to-span ratio of 1/1.67. This structural typology was chosen because of its ability for ensuring hydraulic section, and as a reminiscence of the ancient bridge. This humpback profiled structure is an example of an arch solving, in our days, a clearance in the range of very short spans.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Arch bridge; river engineering; short span; reinforced concrete; falsework.

1. INTRODUCCIÓN

El castillo de Butrón se sitúa en el término municipal de Gatika, en el territorio histórico de Bizkaia. Si bien sus orígenes se remontan al Medioevo [1], su aspecto actual es consecuencia de una remodelación arquitectónica profunda que data de mediados del siglo XIX, bajo la dirección de Francisco de Cubas y González-Montes, marqués de Cubas [2]. Esta edificación singular, de propiedad privada, se localiza en el interior de uno de los últimos meandros del río Butrón, antes de su desembocadura en el estuario de Plentzia (figura 1).

En los terrenos que circundan al castillo se desarrollan múltiples actividades relacionadas con el esparcimiento del municipio, destacándose las colonias infantiles en época estival. Además, en su margen contraria se localiza un aparcamiento de vehículos que resulta un punto de encuentro habitual para los piragüistas, montañeros y paseantes de la zona.

El puente que conectaba ambas márgenes, de titularidad municipal, presentaba, a pesar de la ejecución de diversas actuaciones de refuerzo parcial, un evidente riesgo de colapso, además de constituir en sí mismo un obstáculo hidráulico notable que favorecía la inundación de la llanura aluvial en el entorno. Es

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / email: jmbaraibar@viudadesainz.com (José Manuel Baraibar).



Figura 1. Vista exterior del Castillo de Butrón [3].

por ello por lo que el Ayuntamiento de Gatika decide convocar un concurso público para su sustitución, que finalmente resuelve adjudicar a la empresa constructora *Viuda de Sainz, S.A.*

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE ORIGINAL

El puente original estaba formado por una estructura de tres arcos de mampostería sin inventariar de 5.00 m de luz libre entre pilas (figuras 2 y 3) y una anchura de 6.00 m. Estas y los estribos se cimentaban directamente sobre el cauce del río Butrón. Se desconoce su fecha de construcción, ya que no existe constancia documental del proyecto ni en los archivos municipales ni en los fondos consultados de la Diputación Foral.

En los años 90 se dispuso sobre la estructura un refuerzo consistente en losas prefabricadas de hormigón más losa de compresión ejecutada *in situ* de una anchura inferior a la original del puente, posibilitando estrictamente el paso de un único vehículo sobre la misma. La actuación se completó con la instalación de barandillas metálicas.

2.1. Análisis de problemática asociada al puente original

La escasez de luz libre entre pilas, con su consecuente problema de retención de arrastres y de gálibo entre la lámina de agua asociada al periodo de retorno $T=10$ y el paramento

inferior del tablero dificultaban sobremanera la evacuación del caudal del río Butrón en un punto muy cercano a su desembocadura, en una zona ya de por sí inundable con un período medio de recurrencia relativamente bajo [4].

Por otra parte, en el arco más cercano a la margen derecha se detectaron diversas grietas y fisuras, entre las que destacaba un agrietamiento diagonal que nacía en el estribo derecho y recorría todo el intradós del primer arco de mampostería y una

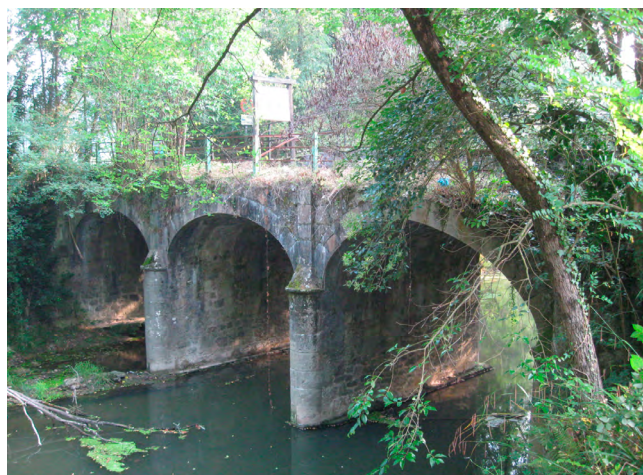


Figura 2. Vista de puente original.

grieta de tamaño centimétrico en el muro de vuelta del estribo derecho, lado aguas abajo (figura 4).

Ambas grietas eran indicativas de un descenso o asentamiento del estribo derecho, cuyo origen podía encontrarse en la socavación de la cimentación, que ha sido un problema típico en los puentes de estas características [5] [6]. En todo caso la patología detectada se calificó de carácter grave, ya que existían evidencias de una merma notable de la capacidad estructural del elemento.

A la vista de la pésima funcionalidad hidráulica de la estructura, del riesgo inminente de colapso y de su escaso valor patrimonial, los técnicos del promotor deciden, tras constatar el agrandamiento paulatino de las grietas, prescribir la demo-

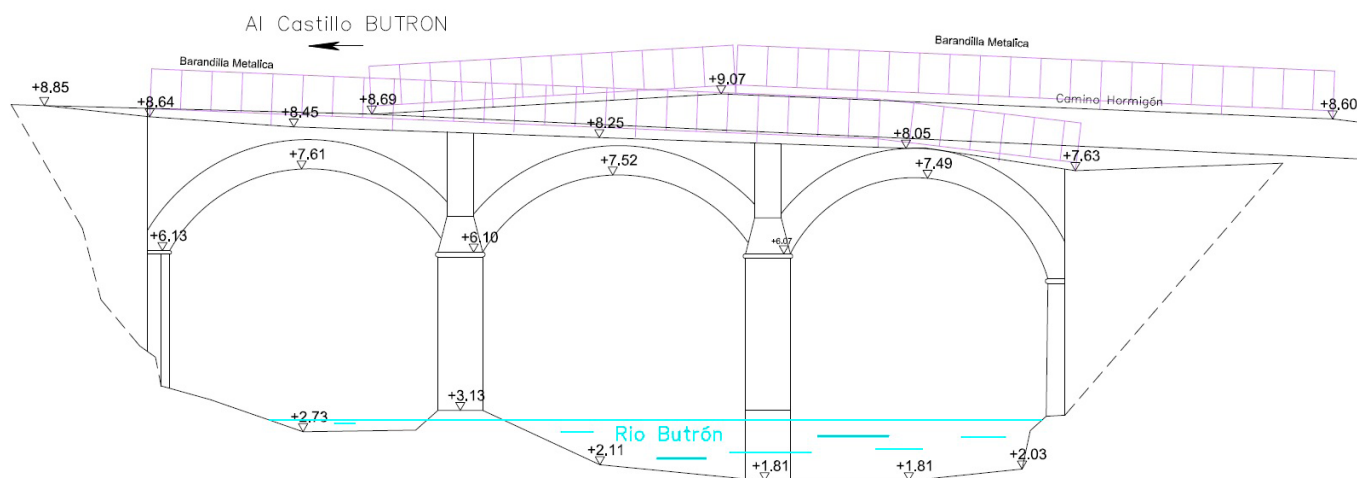


Figura 3. Alzado del puente original.



Figura 4. Detalle de grieta en estribo derecho.

lición de la misma, proponiendo la construcción de un nuevo puente en la ubicación del anterior.

La nueva estructura, además de posibilitar el cruce ocasional de vehículos entre ambas márgenes, debe satisfacer ante todo el condicionante de garantizar la capacidad hidráulica del cauce en ese punto, pero también se imponen otras condiciones de borde: constituir un punto singular en un entorno de alto valor ecológico y armonizar en un entorno arquitectónico inigualable polarizado por el propio castillo de Butrón.

3. SOLUCIONES ESTUDIADAS

3.1. Proyecto Constructivo inicial

El proyecto constructivo proponía la ejecución de un puente pórtico de hormigón armado empotrado en los estribos, de un

único vano de 23.00 m de luz, con perfil en lomo de asno (figura 5), característica típica de los puentes de la época medieval [7]. La sección transversal, de tipología cajón y canto variable entre 3.30 y 0.70 m, pretendía asemejarse a un dintel abovedado, como reminiscencia del puente que ocupó su lugar. De hecho, el diseño busca “mantener la idea del puente de piedra que permitía el acceso al castillo de Butrón” [8].

La anchura de la sección es de 6.00 m. Se compone de un carril de 3.00 m de anchura y dos aceras laterales, de 2.25 m y 0.75 m, habilitadas para el paso de servicios (alumbrado y comunicaciones) (figura 6). Todos los elementos vistos del puente se han de recubrir mediante un aplacado de piedra que ofrezca un acabado coherente con el entorno y el castillo.

Los estribos del puente son cerrados con muros en vuelta (aligerados interiormente) y cimentados de forma profunda mediante 9 pilotes de 0.65 m de diámetro empotrados en roca. El plano de cimentación se sitúa a la cota +0.00, es decir, 2.50 m por debajo de la cota habitual del río en época de estiaje.

El perfil geotécnico representativo del entorno se compone de una capa de rellenos heterogéneos de 1.50 m de espesor; una capa de arcillas limosas procedentes de la alteración del sustrato rocoso, de 4.00 m de espesor; una capa de roca (lutitas negras a grises) muy fracturada, con grado de alteración III-IV, de 1.50 m de espesor, y finalmente la capa de roca sana (lutitas negras a grises con grado de alteración I-II), a partir de una profundidad de 7.00 m.

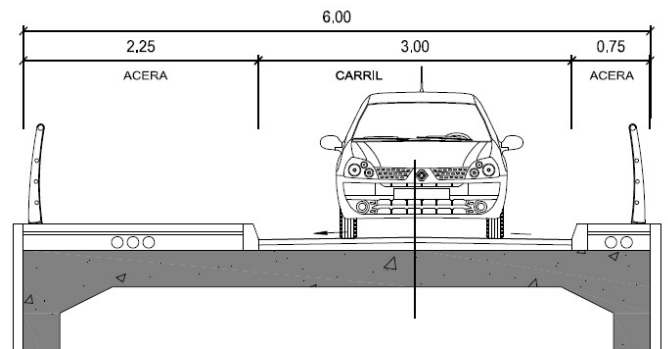


Figura 6. Sección transversal proyectada.

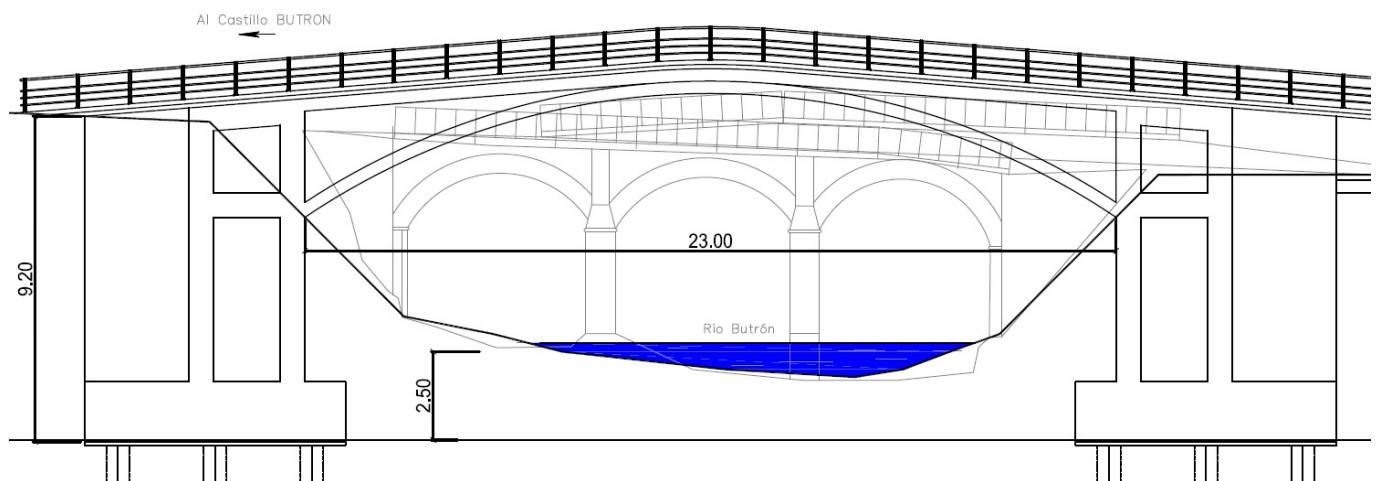


Figura 5. Alzado del proyecto constructivo inicial y superposición con puente original (trama gris).

3.2. Proyecto Modificado

Tras la adjudicación de los trabajos, se efectúa una cata en cada estribo que constata la dificultad de excavación por medios mecánicos cuando se encuentra la capa de lutitas con grado de alteración II.

La búsqueda del plano de cimentación propuesto, a 2.50 m por debajo del nivel freático, presenta una dificultad añadida: la necesidad de generar grandes recintos de cimentación en las cercanías del lecho del río, que probablemente requiriesen de grandes medios auxiliares de bombeo o incluso planteasen la necesidad de generar recintos estancos al abrigo de algún sistema de pantallas o tablestacas no previsto en el proyecto inicial.

Por otra parte, el río Butrón presenta una rica y diversa comunidad faunística, destacando por su grado de singularidad el visón europeo (*Mustela lutreola*) (figura 7), especie catalogada en peligro de extinción en el País Vasco y a nivel estatal, y que cuenta con un plan de gestión aprobado en Bizkaia, mediante decreto foral 118/2006, de 19 de junio [9]. En dicho plan, el río Butrón está catalogado como área de interés especial para su conservación, y su artículo 10 proscribía los trabajos en los márgenes de ribera entre el 15 de marzo y el 31 de julio, período crítico para su reproducción.



Figura 7. Visón europeo [10].

No obstante, cualquier actuación significativa en sus márgenes, como la generación de los recintos de cimentación tan profundos, constituye un riesgo potencial de afección al hábitat del visón europeo que en la medida de lo posible es preciso evitar.

Por tanto, analizados los condicionantes antedichos, de conformidad con los técnicos de la dirección facultativa, se decide elevar la cota de cimentación de los estribos hasta 5.35 m. respecto a la solución contemplada en el proyecto inicial, manteniendo los criterios de este proyecto en cuanto a las formas del dintel superior (figura 8).

La elevación de la cota de cimentación del puente lleva aparejada una transformación profunda de su tipología estructural ya que el puente pórtico original pasa a ser un puente arco de tablero superior. En los apartados siguientes se describe de forma pormenorizada la estructura construida, la manera en que se ha comprobado su seguridad estructural y finalmente se detalla su proceso constructivo.

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Desde la aparición del pretensado y del puente atirantado, el puente arco de hormigón experimentó un parón prolongado en el tiempo, ya que la necesidad de grandes cimbras constituía una dificultad insoslayable en este tipo de puentes, ubicados normalmente en zonas abruptas, amplios valles o cursos de agua importantes. La puesta a punto del método de construcción por avance en voladizo volvió a impulsar la presencia de este tipo de puentes, cuyo ámbito de aplicación óptimo se encuentra en el rango de luces entre 100 m y 500 m [11].

El proyecto y construcción de un puente arco de hormigón armado de solo 23 m de luz, como es este puente sobre el río Butrón, no deja de ser un evento inusual en la vida del ingeniero, ya que esta forma de resolver el puente, en los tiempos que corren, presenta una inadecuación apriorística en este rango de luces tan bajo. Sin embargo, las demás condiciones de contorno que conducen al proyecto de este puente arco provocan una oportunidad única para experimentar las particularidades de esta tipología.

El puente sobre el río Butrón es un puente arco con tablero superior, de hormigón armado y biempotrado en sus arranques. El arco es un elemento estructural que funciona por forma, por lo que su directriz óptima debería aproximarse a la curva antifunicular de las cargas que permanentemente actúan sobre la estructura, de modo que bajo esta sollicitación se anularan

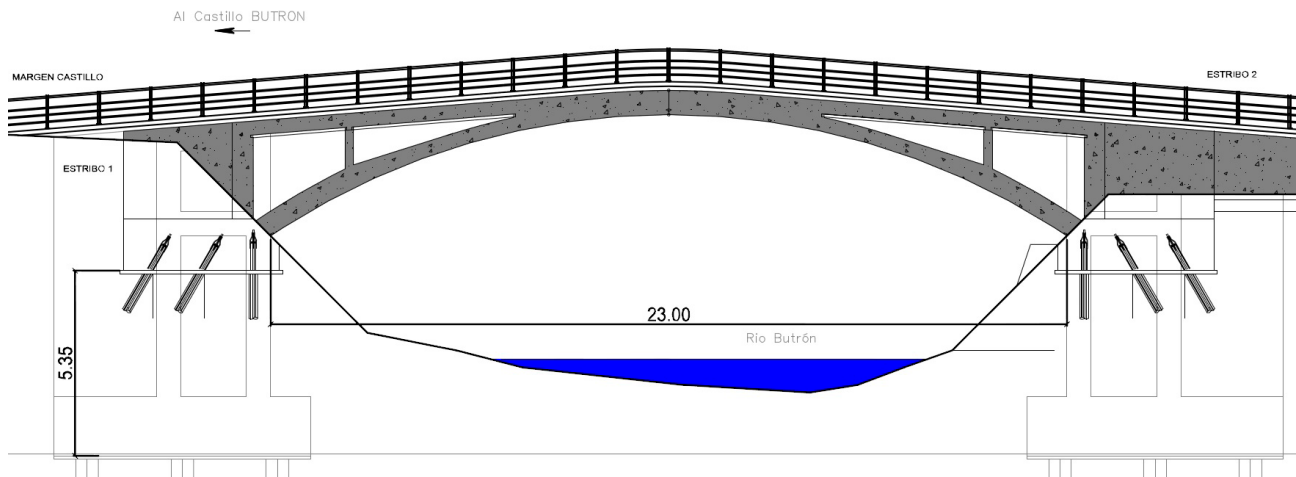


Figura 8. Superposición de alzados de puente arco y puente pórtico (trama gris).

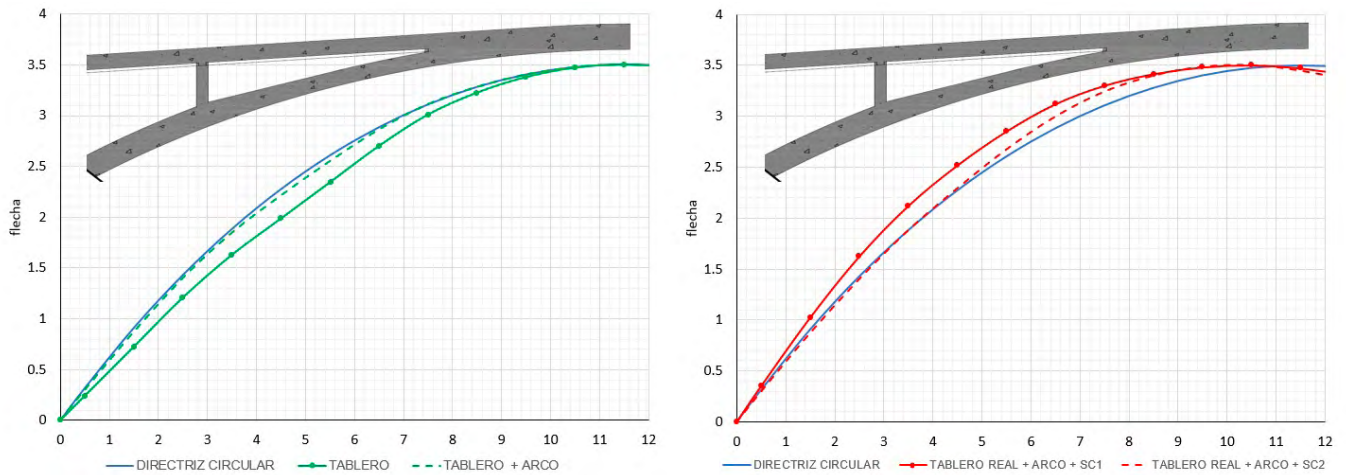


Figura 9. Directriz circular y curvas antifuniculares para cargas permanentes (i). Directriz circular y curvas antifuniculares para cargas permanentes y sobrecarga de uso (d).

las flexiones en el arco. En estructuras de poca luz la carga permanente no es predominante, ya que la contribución de las sobrecargas variables a los esfuerzos que soporta la estructura es proporcionalmente muy significativa (en el caso que nos ocupa, el axil de compresión en el arco originado por la sobrecarga de uso es del orden del 44% del axil originado por el peso propio de la estructura), por lo que resulta evidente que siempre se producirán flexiones importantes en el arco ante cargas disimétricas. Por su luz relativamente contenida, el puente arco de Butrón se encuentra en la frontera tipológica de los puentes pórtico de pilas inclinadas, cuya geometría es también bastante funicular [12].

En general, ya que en los puentes la ley de cargas permanentes se asemeja a una constante por unidad de abscisa, la curva antifunicular puede aproximarse a cualquier parábola de 2° grado [13]. Teóricamente, la flecha debiera ser la mayor posible, para minimizar los esfuerzos sobre el hormigón y las cargas horizontales sobre los cimientos, además de controlar los efectos producidos por las deformaciones impuestas y eventuales movimientos de los apoyos.

La directriz del puente sobre el río Butrón es circular, de radio 20.60 m. El desarrollo visto de su circunferencia es, en

el intradós del arco, de 24.40 m. Tiene una flecha de 3.50 m y una relación flecha luz, o peralte, de 1/6.57. Esta relación se encuentra entre los valores habituales en este tipo de arcos entre 1/4 y 1/8 [14].

En la figura 9 (i) se compara la directriz circular del puente y las curvas antifuniculares, adaptadas para una flecha de 3.50 m, para los siguientes grupos de cargas: a) carga permanente proveniente del tablero y b) carga permanente proveniente de tablero y arco. Si únicamente se consideran las cargas del tablero, las distancias entre su curva antifunicular y la directriz circular son de hasta 30 cm en los hombros del arco. Si se consideran las cargas procedentes del tablero y las del arco, la curva antifunicular se asemeja mucho a la directriz circular, con diferencias máximas inferiores a 5 cm en el entorno de los hombros. En la figura 9 (i) también puede apreciarse el cambio brusco de curvatura que presenta la directriz de la curva antifunicular de las cargas provenientes del tablero, en el entorno de la pilastra de apoyo y del punto de empotramiento entre el tablero y el arco.

En la figura 9 (d) se compara la directriz circular de la estructura con un haz de antifuniculares que integran las sobrecargas no simétricas sobre la estructura. Las diferencias geométricas se

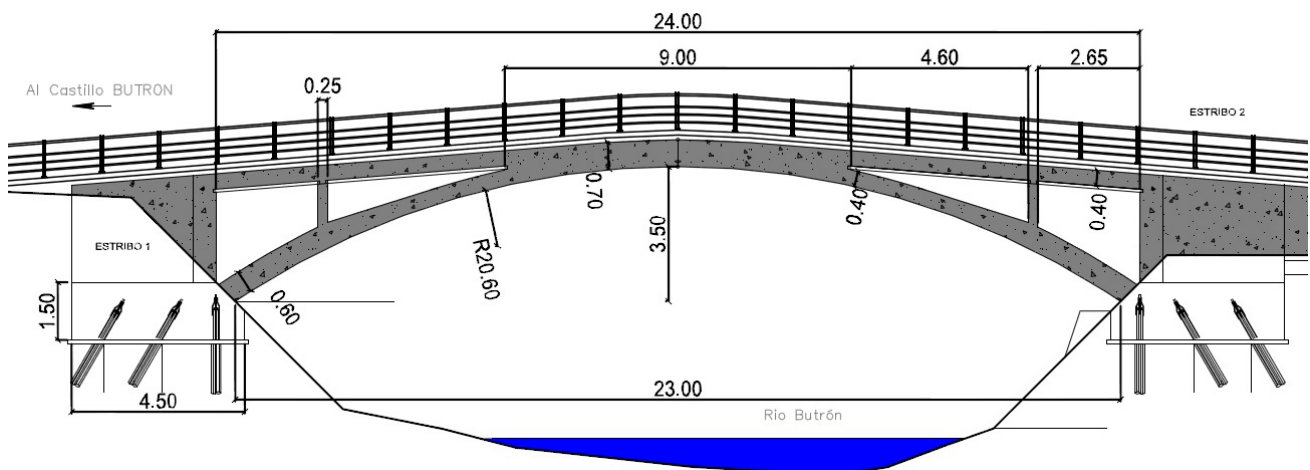


Figura 10. Dimensiones del puente arco sobre el río Butrón.

sitúan en el entorno de 30 cm, tanto por encima de la directriz circular en el semieje en que actúa la sobrecarga de uso, como por debajo de la directriz circular en el semieje opuesto.

Tanto la sección del arco como la sección del tablero son losas rectangulares macizas. El espesor del arco en arranque es de 60 cm, y se reduce a 40 cm al llegar a la zona de clave. El espesor del tablero es de 40 cm, por lo que las rigideces del tablero y de la mayor parte del arco, excepto sus arranques, son del mismo orden. El arco y el tablero se empotran entre sí en clave, durante una longitud de 9.00 m, igualándose la deformabilidad del conjunto. El eje del arco coincide en este entorno con la parte inferior del dintel. Cuando nos alejamos del entorno de la clave, el resto del tablero se apoya sobre el arco mediante dos pilastras simétricas de espesor 25 cm, empotrados tanto en el arco como en el tablero. Estas pilastras dejan dos vanos continuos en cada semieje de tablero, de luces 4.60 m y 2.65 m (figura 10). El hormigón del arco y del tablero es HA-30.

Las cimentaciones del puente se resuelven mediante encepados de 12 micropilotes. Tienen unas dimensiones de 7 metros en la dirección perpendicular al eje del puente y 4.50 metros en la dirección paralela al eje del puente. El canto del encepado es de 1.50 m (figura 11). Los micropilotes se perforan con un diámetro de 250 mm. El diámetro exterior de su armadura tubular es de 139.70 mm, y su espesor de 10 mm. Se refuerzan con una barra interior de acero B500S de diámetro 40 mm.

La sección funcional del puente es análoga a la contemplada en el proyecto inicial. Si bien el comportamiento estructu-

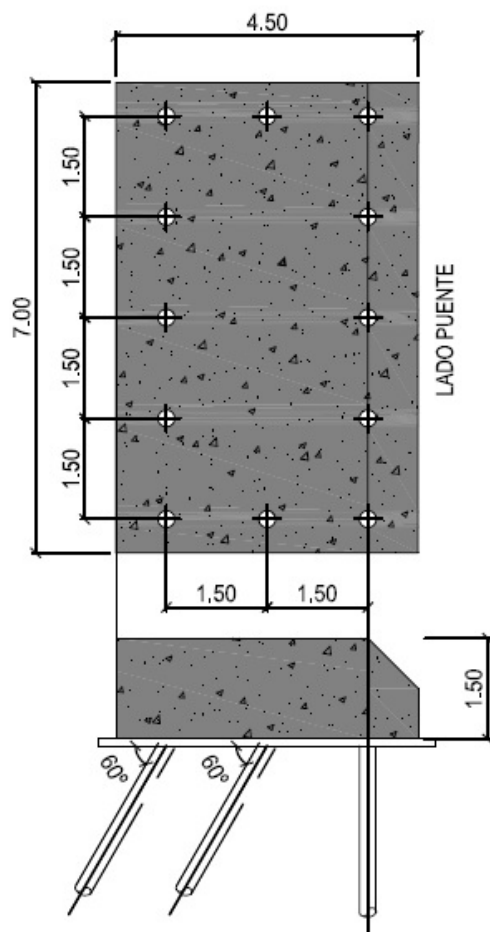


Figura 11. Alzado y planta de encepado.

ral es propio de un puente arco, el aspecto visual final es de arco tímpano, ya que el arco y el tablero se unen con paramentos verticales no estructurales, que se recubren de un chapado de mampostería.

En la tabla siguiente (Tabla 1) se resumen las principales dimensiones de la estructura.

TABLA 1
Dimensiones principales del puente

Luz (L)	23 m
Flecha (f)	3.50 m
Espesor en Clave (EC)	0.70 m
Espesor en Arranques (EA)	0.60 m
Relación f/L (peralte)	1/6,57
Relación EC/L	1/32,85
Relación EA/L	1/38,33
Forma de construcción	Cimbrado

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1. Análisis del arco

El análisis de la respuesta estructural general del puente se lleva a cabo mediante un modelo sencillo de elementos finitos unidimensionales tipo barra (figura 12). Como la proporción entre la anchura del puente y su luz principal, que presenta una relación de 0.26, no es suficiente para cumplir con el límite comúnmente aceptado en este tipo de modelos (0.10) [11] [15], los resultados del modelo se ajustan a través de ciertos coeficientes de excentricidad.

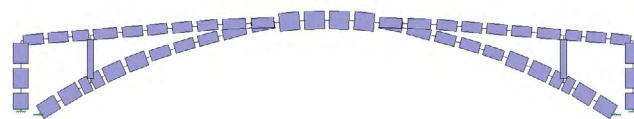


Figura 12. Modelo de elementos finitos tipo barra.

Estos coeficientes de excentricidad representan el ratio entre el esfuerzo máximo por metro lineal en la distribución del esfuerzo longitudinal en la sección del tablero y el esfuerzo medio en toda la sección. Se consideran dos coeficientes diferentes, uno para los momentos flectores longitudinales (1.20) y otro para los esfuerzos cortantes longitudinales (1.24).

Para obtener los coeficientes de excentricidad se construye un modelo de elementos finitos tipo placa (figura 13) que se somete a la acción del vehículo pesado correspondiente a la sobrecarga de uso en posición excéntrica. El modelo de placas se emplea también para diseñar la armadura transversal del puente.

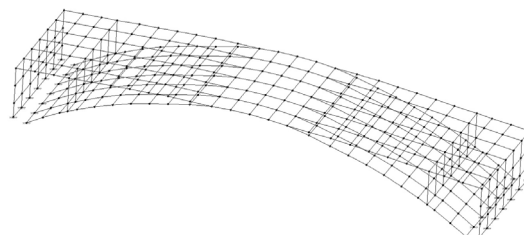


Figura 13. Modelo de elementos finitos tipo placa.

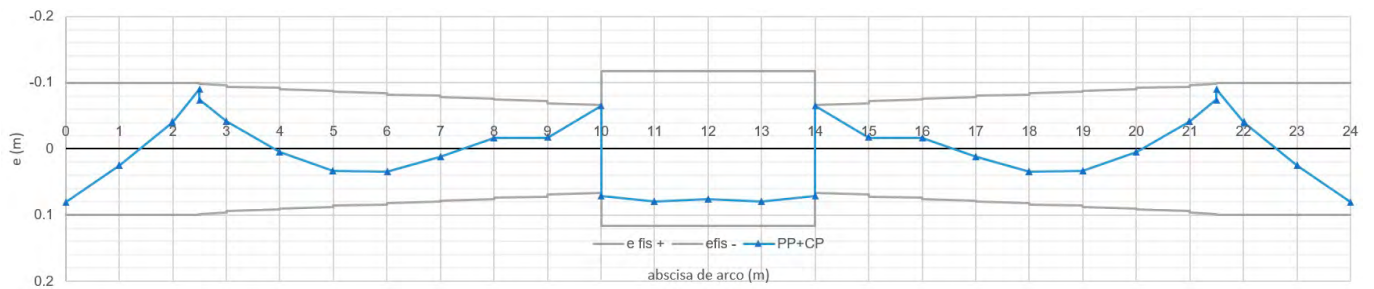


Figura 14. Línea de presiones en el arco cuando actúa el peso propio y la carga permanente.

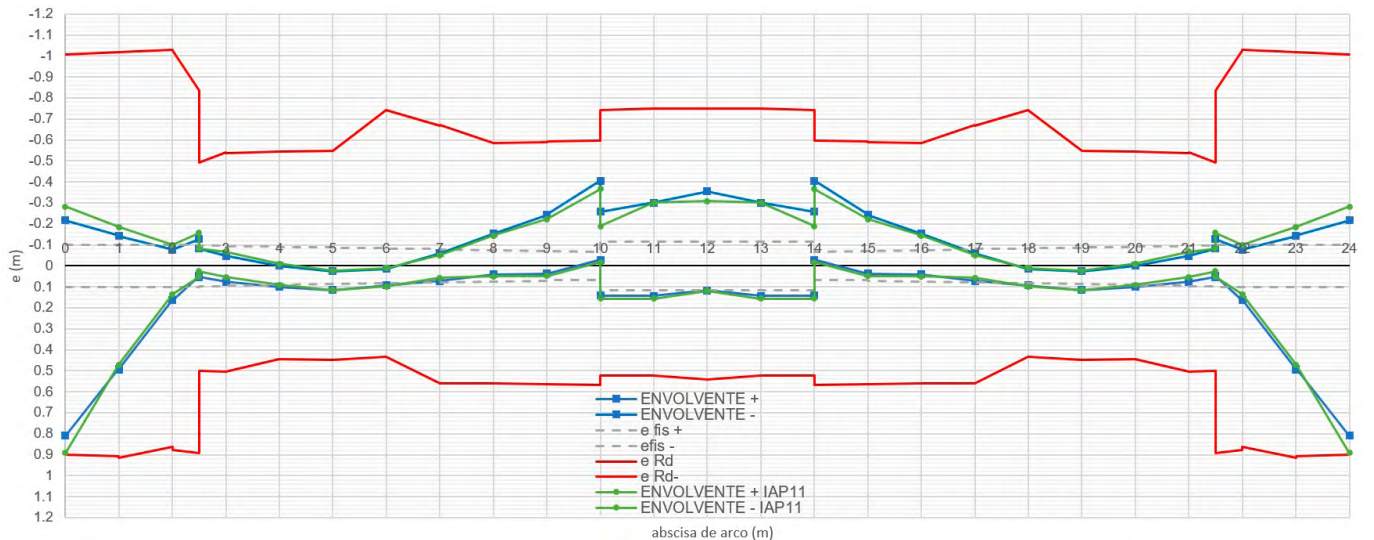


Figura 15. Envoltorio de líneas de presión máximas.

Una vez obtenidos los coeficientes de excentricidad, se comprueba la seguridad estructural del conjunto arco-tablero empleando el modelo de barras corregido, efectuando un análisis lineal. Este tipo de modelos presenta una gran economía de cálculo y una gran adaptación al concepto de sección y a las comprobaciones que imponen las reglamentaciones de referencia, que siguen asociadas al concepto de viga.

En la figura 14 se muestra la línea de presiones del arco, considerando como cargas actuantes su peso propio y la carga permanente. Además se representan los límites del núcleo central de la sección. Puede observarse que en situación de servicio, bajo las cargas consideradas, la totalidad del arco se encuentra comprimido.

La figura 15 representa la envoltorio de líneas de presiones máximas, que se construye en cada sección asignándose la excentricidad correspondiente al par de esfuerzos compuesto por el momento flector más desfavorable en estado límite último, M_{Ed} , y su axil concomitante N_{Ed} . En esta figura también se incluyen las líneas de presiones extremas, con las excentricidades correspondientes al par de esfuerzos compuesto por el momento último M_{Rd} , y el axil concomitante al momento flector más desfavorable, N_{Ed} . Por su interés se calculan las envoltorios de líneas de presiones con las cargas contempladas tanto en la IAP98 [16], normativa de acciones considerada en las etapas iniciales del proyecto, como en la IAP11 [17], que ya constituía la normativa vigente en la fase de construcción. La diferencia fundamental tiene su origen en el valor de la carga repartida correspondiente a la sobrecarga de uso, que presenta un valor de 4 kN/m² en la IAP98, y un valor de 9 kN/m² en la vigente IAP11.

En esta figura puede observarse cómo las líneas de presiones se escapan del núcleo central de la sección en dos zonas destacadas: los arranques del arco y el entorno de su clave. Estas secciones se encuentran traccionadas de forma parcial, desarrollando mecanismos de flexión compuesta cuando se sobrepasan los niveles de carga permanente sobre la estructura.

El punto de mayor esfuerzo en el arco se sitúa en su arranque. El momento flector dimensionante proviene un 9.10% de la carga de peso propio, un 25.30% del eventual corrimiento horizontal del apoyo (se consideran 10 mm), un 0.10% de la carga permanente, un 32.60% de los esfuerzos de origen reológico y térmico sobre la estructura, un 6.10% de la carga repartida de la sobrecarga de uso y un 26.80% del vehículo pesado de la sobrecarga de uso.

La figura 16 muestra la armadura principal de la estructura del puente, que se diseña bajo criterios de simplicidad constructiva y aprovechamiento máximo de la longitud de las barras. En las cercanías de la pilastra transversal destaca la presencia de ramas de diámetro 12 mm, que se disponen al objeto de recoger la concentración de esfuerzos cortantes que se produce en ese entorno. La cuantía obtenida es de 142 kg/m³ en el arco y 115 kg/m³ en el tablero.

5.2. Cimentaciones

Los elementos de cimentación son particularmente importantes en el caso de los arcos, ya que no solo transmiten las cargas verticales al terreno, sino que también se encargan de transmi-

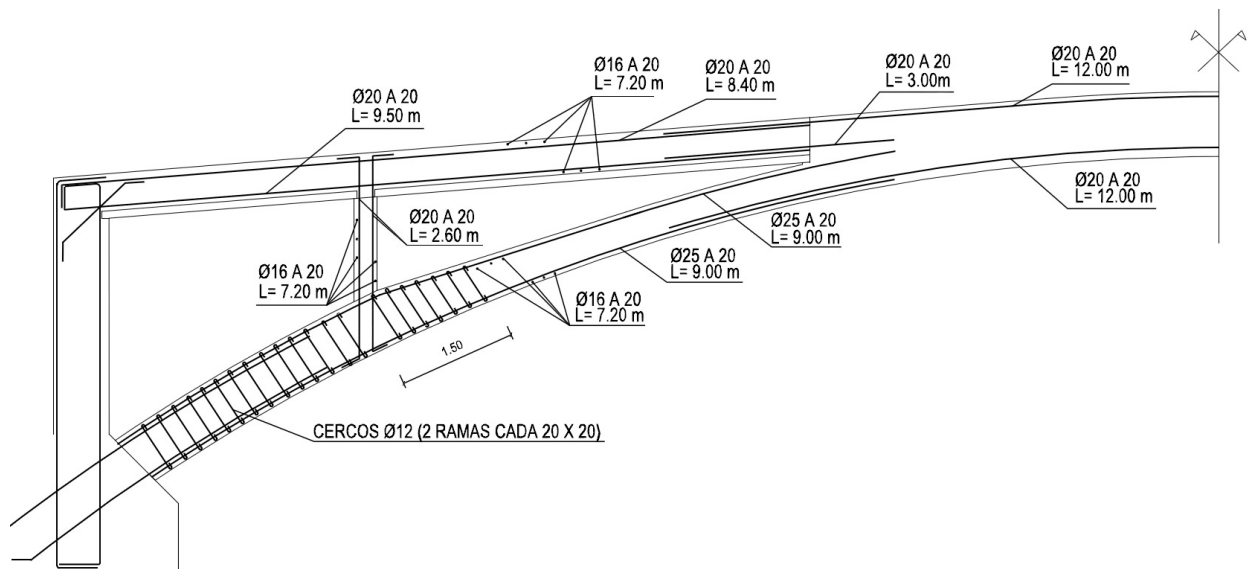


Figura 16. Armadura principal del puente.

tir la componente horizontal de su esfuerzo axial, su empuje.

En el puente arco de Butrón, las cimentaciones se resuelven con encepados de micropilotes de dimensiones 7.00 x 4.50 m y un canto de 1.50 m, que se suponen rígidos y sobre los que se efectúa un reparto lineal. Cada encepado consta de 12 micropilotes, de capacidad última 1350 kN. En cada encepado, 7 de ellos se inclinan 30° respecto a la vertical, en un plano longitudinal al eje del puente. La inclinación de 30° reduce únicamente un 14% la capacidad del micropilote frente a cargas verticales, sin dificultar sobremanera su ejecución. Por otra parte, con esta inclinación se consigue asegurar una capacidad resistente frente a cargas horizontales del 50% de la capacidad resistente del micropilote. La componente horizontal del agotamiento de todos los micropilotes inclinados en cada encepado es capaz de resistir por sí sola el esfuerzo horizontal no compensado que el arco transmite a cada encepado en la hipótesis de carga más desfavorable. El esquema general de la armadura en los encepados se ilustra en la figura 17. La cuantía obtenida es de 155 kg/m³.

5.3. Estabilidad del arco

La seguridad estructural frente al pandeo del arco se comprueba empleando dos metodologías diferentes. Una primera aproximación se efectúa empleando la formulación aproximada propuesta por Pi *et al.* [18], citada por [19], que es muy similar a la propuesta por la AASHTO [20]. Para evaluar la

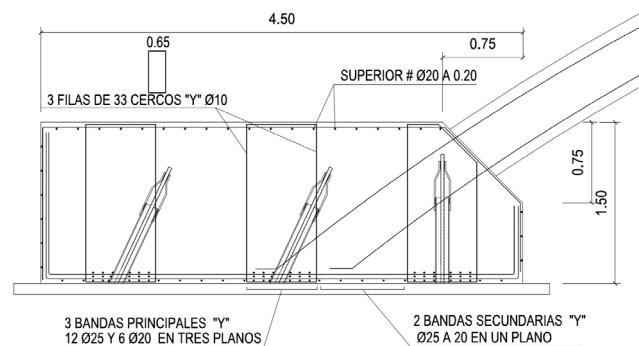


Figura 17. Armadura principal en encepado.

carga crítica del arco se emplea la fórmula representada en la Eq.1. Esta aproximación generalmente conduce a infravalorar la carga crítica, ya que en general la realidad integra más imperfecciones que los modelos matemáticos que empleamos para analizar estructuras [21] [22].

$$N_{crit} = \frac{K\pi^2 EI}{(\beta S)^2} \quad (\text{Eq. 1})$$

Además, empleando el modelo de elementos finitos construido para evaluar la respuesta estructural del puente, se obtiene la carga crítica de pandeo efectuando un análisis de carga incremental, considerando no linealidades geométricas, hasta la no convergencia del modelo. Los resultados se comparan en la tabla 2. En todo caso los valores de la compresión máxima del arco están muy alejados de su carga crítica.

TABLA 2
Comparativa de resultados para carga crítica

	Análisis formulación aproximada [18]	Análisis P-δ de carga incremental
N_{crit}	128 MN	115MN
$F_{sb}=(N_{ED}/N_{crit})$	< 5%	< 5%

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

En el siguiente epígrafe se describen las etapas constructivas del puente sobre el río Butrón en Gatika.

6.1. Demolición de la estructura preexistente

Antes de proceder a la demolición de la estructura preexistente es preciso desviar la tubería de abastecimiento que atravesaba la estructura original para suministrar agua potable al castillo de Butrón. Para ello se construye una celosía tubular con elementos de andamiaje que sirve como elemento portante para que la tubería de abastecimiento atraviese ambas

márgenes mientras dura la construcción del nuevo puente (figura 18).



Figura 18. Detalle celosía tubular para el paso de tubería de abastecimiento.

Tras la ejecución del desvío de este servicio, comienza la demolición de la losa de compresión del puente preexistente, constituida por una serie de refuerzos sucesivos sin criterio ingenieril constituidos a base de recrecidos de losas de hormigón armado (figura 19).



Figura 19. Demolición de refuerzos existentes sobre puente original.

Es entonces cuando puede iniciarse la secuencia constructiva general del puente (figura 20), comenzando por la demolición de la estructura (figura 21), que se ejecuta desde ambas márgenes, con retroexcavadoras de 20 t equipadas con martillo rompedor. Parte del material de demolición se acopia temporalmente para generar las peanas provisionales sobre las que se apoyará temporalmente, a la cota +4.60, parte de la cimbra circular que servirá para construir el arco. El resto del material se evacúa a vertedero autorizado.



Figura 21. Estado de demolición parcial del puente de Butrón original.

6.2. Cimentaciones

Cuando se alcanza la cota inferior del plano de cimentación de los encepados, comienzan a perforarse los micropilotes. Esta actividad se solapa con la terminación de las plataformas de apoyo provisional de la cimbra (figura 22).

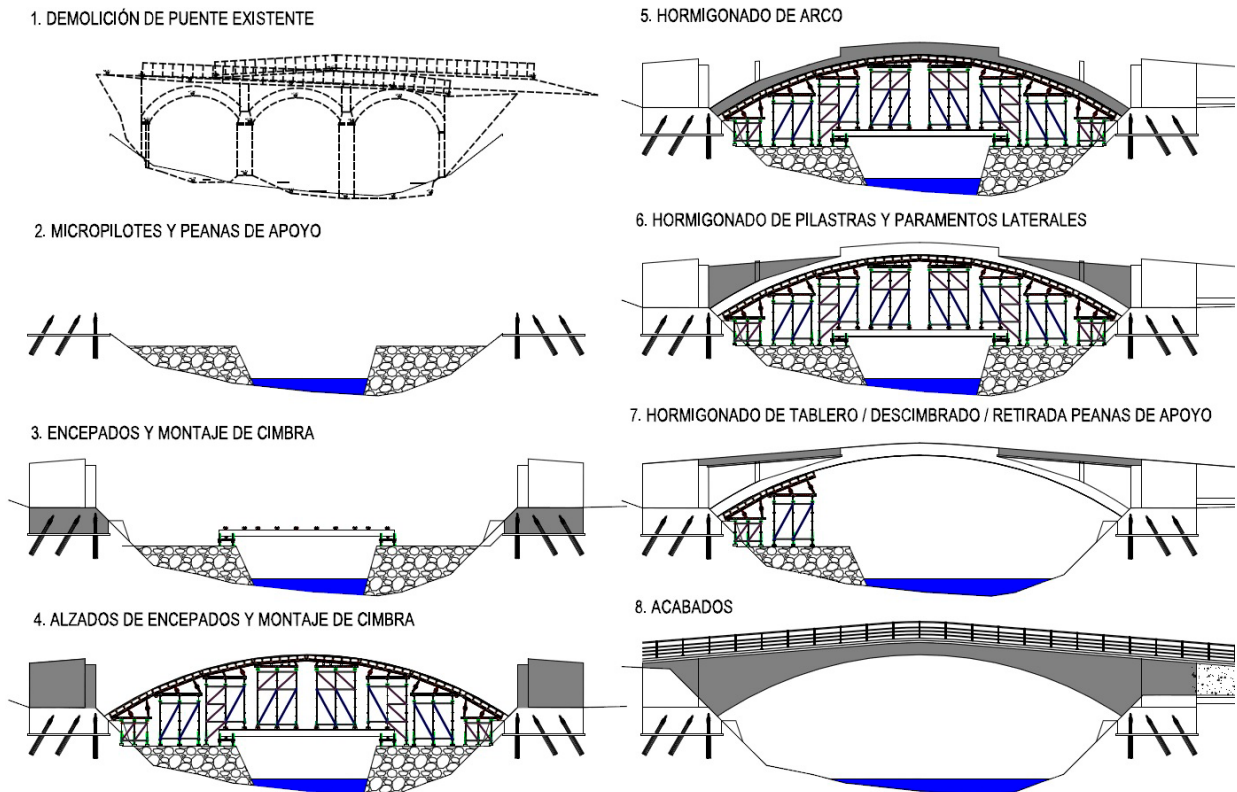


Figura 20. Proceso constructivo del puente sobre el río Butrón.



Figura 22. Micropilotes y plataformas de apoyo de cimbra.

Antes de que esta comience a construirse, se emplean como espacio de acopio provisional de ferralla, para las labores de armado de los encepados en ambas márgenes (figura 23).



Figura 23. Vista de estribo 1.

Tras el ferrallado de ambos estribos, prosiguen las operaciones de encofrado lateral y hormigonado. En la figura 24 se aprecia el detalle de armado del estribo 2, desde donde nacen los arranques empotrados del arco, a partir de un paramento a 45° respecto a la cara interior del estribo.



Figura 24. Detalle de arranque de arco.

6.3. Ejecución de la cimbra

Después de estas actividades, y mientras se encofran los alzados de los estribos, comienza a instalarse la cimbra. Esta estructura auxiliar se conforma mediante perfilería tubular, que descansa bien sobre las plataformas provisionales mencionadas anteriormente, bien sobre 4 vigas provisionales que permiten el paso del río Butrón en una sección hidráulica de 8 m de anchura (figura 25).



Figura 25. Instalación de vigas centrales de cimbra.

Sobre la cimbra cuajada se sitúan 8 mesas de apoyo que constituyen cuerdas, de 3 m de longitud, de la circunferencia objetivo, de 20.60 m de radio. La geometría final se aproxima con ayuda de la perfilería de madera secundaria, que se coloca en la dirección longitudinal al eje del puente y del panel fenólico que estará en contacto con el hormigón. La cimbra (figura 26) se construye con el apoyo de una grúa de 100 t, que se sitúa en el estribo 2.



Figura 26. Detalle de cimbra terminada.

Durante la fase de construcción tuvo lugar un episodio de crecida del río Butrón, cuya lámina de agua alcanzó la cota +5.00, sobrepasando por tanto la cota de cimentación de la cimbra. No se detectaron movimientos apreciables en la estructura auxiliar y la construcción pudo seguir normalmente (figura 27).



Figura 27. Episodio de crecida en el río Butrón.

6.4. Ejecución de arco y tablero

Dispuesta la cimbra, comienzan las labores para disponer la armadura de refuerzo del arco. En las zonas próximas a las pilastras de apoyo del tablero, la armadura longitudinal se complementa con ramas de diámetro 12 mm situados cada 20 cm, para aumentar la resistencia frente a esfuerzos cortantes en ese entorno (figura 28).



Figura 28. Detalle de ferrallado en arranque de arco.

Posteriormente, se hormigona el arco en una única fase, con apoyo de una bomba de hormigón que se sitúa en las cercanías del estribo 2.

Tras el comienzo del curado del hormigón del arco, se encofran y hormigonan las pilastras de apoyo del tablero, y, tras estas, los cierres laterales no estructurales, de hormigón en masa. Para evitar que estos elementos impidan deformaciones independientes entre arco y tablero, se apoyan sobre el arco y se hormigonan contra las pilastras y el paramento frontal de los estribos, dejando juntas verticales de poliestireno expandido. Además, entre la cara superior de estos cierres y la cara inferior del tablero, se deja una holgura de 60 mm, suficiente para permitir el paso de los elementos de encofrado perdido sin que se toquen ambos elementos (figura 29).

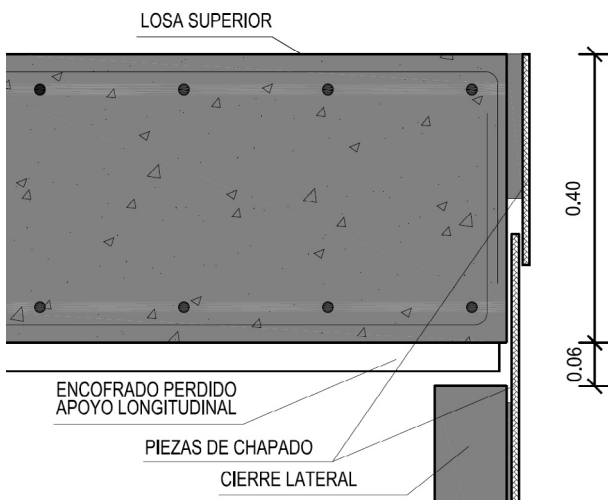


Figura 29. Detalle de junta entre tablero y cierre lateral.

Tres días más tarde pueden instalarse los tableros de encofrado perdido sobre los que se dispone la armadura del tablero (figura 30). Posteriormente se hormigona el tablero de forma análoga al hormigonado del arco.



Figura 30. Armadura de tablero.

Alcanzada la resistencia característica de arco y tablero, comienza la operación de descimbrado. No se efectúa un control geométrico exhaustivo de la operación, ya que el acortamiento elástico que se produce en el arco genera descensos verticales máximos en su eje inferiores a 1 mm. Tras el descimbrado comienzan a retirarse definitivamente las plataformas laterales de la cimbra.

6.5. Acabados

Con la estructura portante finalizada, se completan los trabajos con las operaciones de aplacado de piedra en los paramentos exteriores (figura 31), y la formalización de la sección funcional. El color del aplacado se selecciona buscando la consonancia con el color del castillo, ya que también el color contribuye a conformar el efecto estético global [14]. En primer lugar se repone la tubería de abastecimiento, que se sitúa bajo las acera más estrecha. Más adelante se colocan los bordillos de granito y se hormigonan y embaldosan las aceras peatonales. Finalmente se extienden dos capas de mezcla bituminosa en caliente y se instalan las barandillas definitivas.



Figura 31. Aplacado de piedra en los paramentos exteriores.

En la figura 32 se muestra una perspectiva global del arco, desde aguas abajo del cauce. En la figura 33 se muestra una perspectiva de la obra terminada, y en el fondo de la imagen, el castillo de Butrón.

7. CONCLUSIONES

A pesar de la poca luz, 23 m, que se requiere para atravesar el cauce del río Butrón en las cercanías del castillo del mismo



Figura 32. Puente sobre el río Butrón desde aguas abajo.



Figura 33. Perspectiva del puente y el castillo de Butrón.

nombre, no se renuncia a la forma clásica del arco, por el hecho de serlo, para resolver la estructura [23]. Su proyecto ha estado condicionado no solo por condiciones funcionales, sino por una sensibilidad inusual hacia la protección de los valores paisajísticos y simbólicos del entorno, que incluso determinaron dotar al tablero de la estructura de un suave perfil en lomo de asno para evocar la reminiscencia, incluso como señal de respeto, hacia la iconicidad del puente de fábrica original, que no pudo recuperarse.

Principales intervinientes y datos de la obra

- *Propiedad:* Ayuntamiento de Gatika
- *Autor del proyecto:* Lordan, estudios y proyectos
- *Director de obra:* Arsenio Mariñán
- *Empresa constructora:* Viuda de Sainz
- *Jefe de obra:* Ildefonso Buela

- *Encargado:* Agustín Carracedo
- *Suministro de hormigón:* Ogerco
- *Suministro de acero B500S:* Hierros Abra
- *Cimbra:* Alsina
- *Ejecución de micropilotes:* Tecimasa
- *Presupuesto de la obra:* 490.810,44 €
(Cofinanciado por la Diputación Foral de Bizkaia y la Agencia Vasca del Agua)
- *Plazo de ejecución:* 5 meses
- *Entrada en servicio:* 2013

Referencias

- [1] Iturriza, J.R. Historia general de Vizcaya, Bilbao, 1885.
- [2] Preckler, A.M. Historia del Arte Universal de los siglos XIX y XX. Editorial Complutense, Madrid, 2003.
- [3] Atienza, I. (24 de septiembre de 2014). Butrón y otros castillos de Bizkaia. El Correo.
- [4] URA. Ur agentzia. Agencia Vasca del Agua. Memoria resumen de los mapas de peligrosidad y riesgo de inundación, 2013.
- [5] Duran, M. Los puentes arco de la época romana. Revista de Obras Públicas. 3561 (2015) 7-18.
- [6] Arenas, J.J. Caminos en el aire. Los Puentes. Colección ciencias, humanidades, ingeniería. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2002.
- [7] Martín, J.A. La segunda juventud de los puentes arco de fábrica. S. XVII, XVIII y XIX. Revista de Obras Públicas. 3561 (2015) 19-32.
- [8] Mariñán, A. Proyecto de puente sobre el río Butrón en Gatika-Bizkaia: Ayuntamiento de Gatika, 2012, 922 p.
- [9] DF 118/2006. Plan de Gestión del Visón Europeo, Mustela lutreola (Linnaeus, 1761), en el Territorio Histórico de Bizkaia, como especie en peligro de extinción y cuya protección exige medidas específicas. 6 de julio de 2006. BOB núm. 129.
- [10] Sevillano, El. El visón europeo y el urogallo, en peligro de extinción (24 de julio de 2017). Fotografía Getty Images-Istockphoto. El País.
- [11] Manterola, J. Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2006.
- [12] Manterola, J. Los primeros arcos de hormigón. Revista de Obras Públicas. 3561 (2015) 65-88.
- [13] Torres, J. Arcos. Funicularidad. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Navarra, Pamplona, 1989.
- [14] Bernard-Gély, A., Calgaro, J-A. Conception des Ponts. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1994.
- [15] Monleón, S. Ingeniería de Puentes. Análisis estructural. Editorial Universitat Politècnica de València, Valencia, 2015.
- [16] IAP98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento, 1998.
- [17] IAP11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento, 2011.
- [18] Pi, Y., Bradford, M.A., Uy, B. In-plane stability of arches. International Journal of Solids and Structures. 39 (2002) 105-125.
- [19] Medina, F., Cifuentes, H. Procedimiento para la obtención de cargas últimas de arcos de perfiles conformados en frío. Informes de la construcción. 67(539) (2015). doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.117>.
- [20] AASHTO LRFG Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017.
- [21] Karnovsky, I. Theory of Arched Structures. Strength, Stability, Vibration. Springer, New York, 2012.
- [22] Schanack, F. Puentes en arco tipo network. Departamento de ingeniería estructural y mecánica. Universidad de Cantabria, Santander, 2008.
- [23] Arenas, J.J. Puentes arco. Evolución y comprensión. Revista de Obras Públicas. 3562 (2015) 9-22.

Regarding the upper limit of the shear stiffness in battened members in Eurocode 3

En relación al límite superior de la rigidez a cortante propuesta en el Eurocódigo 3 para piezas compuestas empresilladas

Enrique Hernández-Montes^a, Luisa María Gil-Martín^a

^a Professor, Department of Structural Mechanics, University of Granada, E.T.S. Ingenieros de Caminos

Recibido el 23 de mayo de 2019; aceptado el 26 de marzo de 2020

ABSTRACT

Part 1-1 of Eurocode 3 provisions are applicable to built-up members of buildings formed by identical chords with lacings in two planes. This paper proposes a correction on the formulation provided by Eurocode 3 in regard to the upper limit of the shear stiffness in battened members. This upper limit is commonly used as a first input in the pre-design procedure of built-up members. The upper limit proposed by Eurocode 3 corresponds to an approximation included in the German regulation DIN 4114-1 in which the design of battened members was done using a fictitious slenderness, a concept that is not used in the current Part 1-1 of Eurocode 3. As a consequence of this, Eurocode 3 decreases the theoretical upper limit of the shear stiffness of these members leading to an artificial increment of the design moment. Furthermore, for educational reasons a correction is proposed in order to use a coherent theoretical support for the design of steel structures. A detailed justification is presented.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Shear stiffness; upper limit; battened members; Eurocode 3.

RESUMEN

La parte 1-1 del Eurocódigo 3 es aplicable a piezas compuestas formadas por cordones idénticos unidos con dos planos de enlace. Este artículo propone una corrección en la formulación propuesta por el Eurocódigo 3 para el límite superior de la rigidez a cortante en piezas compuestas empresilladas. El límite superior se suele usar en el predimensionamiento de los elementos empresillados. El límite superior de la rigidez a cortante propuesto por el Eurocódigo 3 corresponde a una aproximación incluida en la norma DIN 4114-1 en la que el dimensionamiento de las piezas compuestas se hace considerando una esbeltez complementaria, un concepto en el que no se basa la Parte 1-1 del actual Eurocódigo 3. Como consecuencia, el Eurocódigo 3 disminuye el límite superior teórico de la rigidez a cortante de los elementos empresillados, lo que conlleva un incremento artificial del momento de diseño. Además, desde un punto de vista académico, es interesante que el dimensionamiento de este tipo de elementos estructurales se base en un soporte teórico coherente. Se presenta aquí una justificación detallada.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Rigidez a cortante; límite superior; elementos empresillados; Eurocódigo 3.

1. INTRODUCTION

There are two types of built-up columns, laced and battened members ([figure 1](#)). Battened members are formed by iden-

tical parallel chords linked by planes of battens (usually $n=2$) placed at certain locations, uniformly spaced along the element. The chords are usually formed by steel angles, channels or I-sections.

* Persona de contacto / Corresponding author.
 Correo-e / email: mlgil@ugr.es (Gil-Martín L. M.).

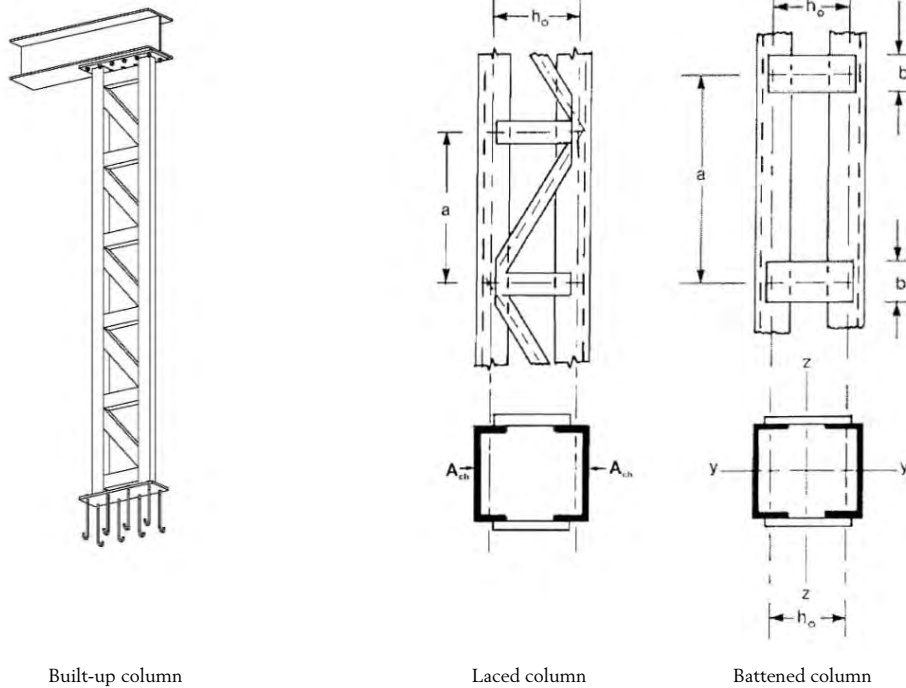


Figure 1. Built-up column members (Adapted from Gil-Martin y Hdz.-Montes 2020).

These members, which can be used to strengthen reinforced concrete columns [2] [3], are widely used in steel construction as bracings, columns of buildings, transmission towers, etc. The collapse of this type of elements may occur as a result of overall buckling, local buckling of each chord between two consecutive battens or due to the lack of strength of the battens.

The particularity of these members as regards the axial buckling strength is that, due to their reduced shear rigidity, the shear deformations cannot be neglected which lead to a reduction of the critical axial buckling load [4].

This work is focused on building's battered built-up members subjected to constant axial loading, to which formulation in Part 1-1 of Eurocode 3 [5] is applicable.

2. PROPORTIONING OF BATTENED BUILT-UP MEMBERS ACCORDING TO PART 1-1 OF EUROCODE 3.

The Eurocode 3 (EC3) [5] formulation is applicable to built-up members formed by identical parallel chords linked by two planes of battens ($n=2$). The member has to consist of at least 3 modules having the same length, a .

For the calculation of hinged ends built-up members buckling transversely to the non-material principal axis, a bow imperfection of $L/500$ is adopted and the shear deformation of the member in the plane of the battens is considered through the shear stiffness, S_v .

To proportion these members it is necessary to obtain the value of the maximum moment at the middle length of the member considering second order effects, given by ([5], §6.4.1):

$$M_{Ed} = N_{Ed} \frac{L}{500} \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} \quad (1)$$

being:

N_{Ed} the design value of the compression force in the built-up member

N_{cr} the effective critical force of the built-up member

S_v the shear stiffness of the panel

In the case of battered compression members, the value of S_v can be obtained equalling the in-plane deflection due to shear at a point of the chord equidistant between two consecutive battens to the deflection of an ideal plate of steel $0.5a$ width. It is assumed that the stress distribution in the ideal plate is uniform, being Ω its area.

Both models are represented in figure 2. Figure 2a corresponds to a segment of the battered member subjected to shear V . The deformed shape is also drawn in by a dashed line. In figure 2b an ideal steel plate subjected to shear and its corresponding deformation are represented.

In model 2a the deflection at point 1 is obtained as sum of the deformation of the chord along its length (cantilever $0.5a$ length with punctual load of $V/2$ at the free end) plus the deformation induced by the deformability of the battens (obtained as the rotation at the end of the battens multiplied by $0.5a$). See Eq.(2).

$$\delta = \underbrace{\frac{Va^2h_o}{24E(nI_b)}}_{\text{battens}} + \underbrace{\frac{Va^3}{48EI_{ch}}}_{\text{chord}} \quad (2)$$

In the expressions above, h_o is the distance between the centroids of chords, a is the distance between centrelines of con-

secutive battens, n is the number of planes of battens ($n=2$), I_{ch} is the second moment of area of one chord, I_b is the second moment of area of one batten, E is the Modulus of Elasticity and G is the shear modulus of the steel.

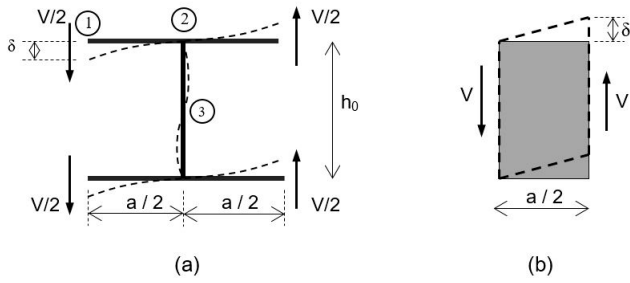


Figure 2. Models to determine the shear stiffness. a) Segment of batted member. b) Ideal steel plate with equivalent deformation.

From the model shown in figure 2b:

$$\tau = \frac{V}{\Omega} = G\gamma \rightarrow \gamma = \frac{V}{G\Omega} = \frac{V}{S_v} \rightarrow \delta = \gamma \frac{a}{2} = \frac{Va}{2S_v} \quad (3)$$

Equalling Eq. (2) and Eq. (3), the following expression for the shear stiffness is obtained:

$$S_v = \frac{1}{\frac{a}{12E} \left(\frac{h_0}{nI_b} + \frac{a}{2I_{ch}} \right)} = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left(\frac{2h_0I_{ch}}{nI_b a} + 1 \right)} \quad (4)$$

The expression given by Eq. (4) accounts for both, the stiffness of chords and battens.

However, for the proportioning of new built-up batted members, in which the battens have not yet been defined, it is useful to neglect the flexibility of the battens to obtain the upper limit of S_v .

If the first term in Eq. (2) is neglected (i.e. battens are supposed infinitely rigid), the deflection δ in the model of figure 2a is the smallest, and so, the corresponding value of S_v in model of figure 2b) -i.e. Eq. (3)- is the highest. Therefore, the upper value of the shear stiffness (S_v) is given by:

$$\delta = \frac{Va^3}{48EI_{ch}} = \frac{Va}{2S_v} \rightarrow S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2} \quad (5)$$

Unifying Eq. (4) and Eq. (5), the following expression is obtained:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left(\frac{2h_0I_{ch}}{nI_b a} + 1 \right)} \leq \frac{24EI_{ch}}{a^2} \quad (6)$$

In the above expression of S_v both sides of the inequation are formulated based on the same mechanical model.

However, EC3 [5] in Section 6.4.3 gives the following expression for the shear stiffness of batted members:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left(\frac{2h_0I_{ch}}{nI_b a} + 1 \right)} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} \quad (7)$$

As can be seen, the value of S_v is the same in Eq. (6) and Eq. (7) but they differ in the upper limit. Comparison between Eq. (6) and Eq. (7) shows that formulation in EC3 [5] considers the 82% of the actual upper limit of S_v . This reduction of the shear stiffness, which is applied in practice [6], leads to an artificial increment of the design moment -Eq. (1)-.

Eq. (7) has also been adopted in national regulations based on the EC3 [5], such as the Spanish Standard EAE [7].

3.

PROPORTIONING OF BATTENED BUILT-UP MEMBERS BASED ON THE CONCEPT OF EQUIVALENT SLENDERNESS RATIO (DIN 4114 STANDARD).

To understand the value of the upper limit proposed by EC3 [5] -i.e. Eq. (7)- it is necessary to go back to the regulation DIN 4114 [8], in which the elastic critical buckling load of a pin ended column about the non-material principal axis (i.e. considering shear deformation) is obtained using the Euler's formulation but considering an equivalent slenderness ratio, $\hat{\lambda}$, $\sqrt{\hat{\lambda}^2 = \lambda^2 + \lambda_1^2}$, where λ is the slenderness ratio of the batted member about the non-material principal axis (defined as the ratio between the effective length of the member and the radius of gyration about the axis under consideration) and λ_1 is an additional slenderness.

The concept of equivalent slenderness ratio is also adopted by regulations such as the Spanish building construction code (CTE) [9] and the European standard of overhead electrical lines [10].

Assuming that the built-up column is formed by two identical parallel chords, the equivalent slenderness ratio, $\hat{\lambda}$, is obtained as:

$$N_{cr, shear} = \frac{N_{cr}}{1 + \frac{N_{cr}}{S_v}} = \frac{\pi^2 E 2A_{ch}}{\hat{\lambda}^2} \Rightarrow \hat{\lambda}^2 = \lambda^2 + \frac{\pi^2 E 2A_{ch}}{S_v} \quad (8)$$

with $N_{cr} = \frac{\pi^2 E 2A_{ch}}{\lambda^2}$

where N_{cr} is the critical buckling load and $N_{cr, Shear}$ is the critical buckling load accounting for the effect of the shear force (see §2.17 of [4]). A_{ch} is the cross section area of one chord.

As can be seen in Eq. (8) the slenderness ratio λ of built-up members is increased with an additional term, the slenderness λ_1 , in order to account for the shear force acting in the member. The value of this additional slenderness is:

$$\hat{\lambda}^2 = \lambda^2 + \frac{\pi^2 E 2A_{ch}}{S_v} = \lambda^2 + \lambda_1^2 \Rightarrow \lambda_1^2 = \frac{\pi^2 E 2A_{ch}}{S_v} \quad (9)$$

Taking into account the value of S_v given by Eq. (4) and neglecting the flexibility of the battens (Eq. (5)), the following expression is obtained for λ_1 :

$$\lambda_1^2 = \frac{\pi^2 E 2A_{ch}}{S_v} > \frac{\pi^2 E 2A_{ch}}{\frac{24EI_{ch}}{a^2}} = \frac{\pi^2 a^2}{12 i_{ch}^2} \quad \text{with } i_{ch}^2 = \frac{I_{ch}}{A_{ch}} \quad (10)$$

For the sake of simplicity, instead of the value given in Eq. (10) the DIN 4114 code [8] adopted as value for the slenderness λ_1 the following expression:

$$\lambda_1^2 = \frac{a^2}{i_{ch}^2} \quad (11)$$

which implies the following approximation (see Eq. (10) and Eq. (11)):

$$\frac{\pi^2}{12} \sim 1 \rightarrow 2\pi^2 \sim 24 \quad (12)$$

So, if approximation in Eq. (11) is introduced in Eq. (10) the upper limit proposed by EC3 [5] -i.e. Eq. (7)- for S_v can be deduced.

4. PRACTICAL CASE

Let's study a batted column with two identical chords. The column is pinned connected at both ends, having a length of 3 m (= 3000 mm, buckling length). The axial factored load, N_{Ed} , is 1200 kN. Each chord is an IPN200 ($A_{ch}=2850 \text{ mm}^2$ -cross-sectional area of one chord-, $I_{ch}=1.42 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ -second moment of area of one chord respect to its weak axis-) and the distance between centroids of chords is 150 mm (h_0). Five levels of battens are considered, i.e. $a=3000/4=750 \text{ mm}$. Structural steel S235 is assumed (figure 3).

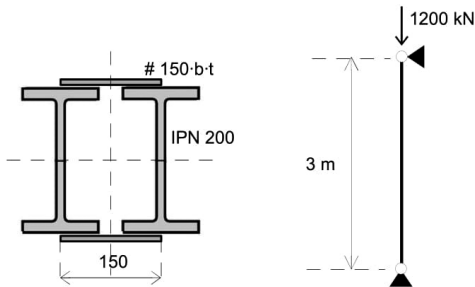


Figure 3. Practical case of batted column.

The shear stiffness of the batted column, S_v , as a function of the second moment of area of one batten, I_b (defined as $tb^3/12$, see Fig. 3), has been represented in figure 4. As can be seen in this figure, the upper limit proposed by both EC3 [5] and EAE [7] for S_v leads to a slight reduction of the shear stiffness of the batted column in the range where the flexibility of the battens can be neglected.

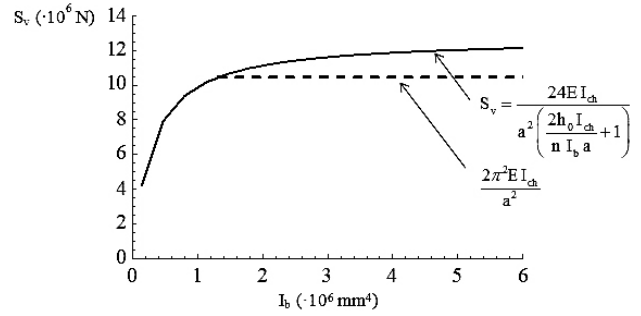


Figure 4. S_v as a function of I_b for batted column in figure 3.

Once the maximum moment at the mid-length of the built-up member including second-order effects, M_{Ed} given by Eq. (1), is known both the design force $N_{ch,Ed}$ of the chord at mid-length and the internal shear force, V_s , at the end of the built-up member (where the maximum shear forces occur) can be obtained as:

$$N_{ch,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed} h_0}{2 I_{eff}} A_{ch} \quad \text{with } I_{eff} = \frac{A_{ch} h_0^2}{2} + 2I_{ch} \quad (13)$$

$$V_s = \frac{\pi M_{Ed}}{\ell}$$

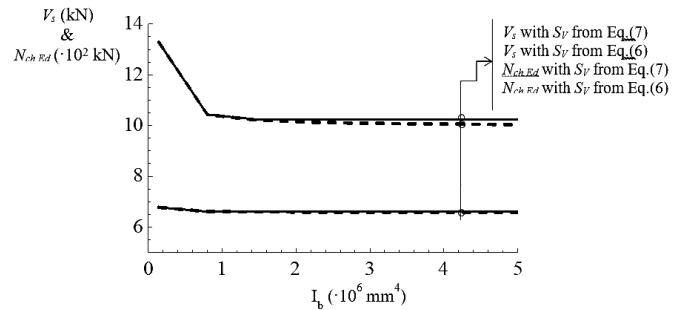


Figure 5. $N_{ch,Ed}$ and V_s as a function of I_b for batted column in figure 3.

Figure 5 shows the values of $N_{ch,Ed}$ and V_s as a function of I_b . As can be seen, from a practical point of view, there is very little difference in the values of the design forces of the batted member whatever the upper limit of S_v (Eq. (6) or Eq. (7)) is adopted. Even more, the limit corresponding to Eq. (7) leads to slightly higher values of the design forces, which is on the side of safety.

5. CONCLUSION

In Standards based on the concept of equivalent slenderness ratio for the proportioning of batted built-up members, such as the DIN 4114 [8], the approximation of 0.82 by 1.0 (i.e. $\pi^2/12$ by 1) makes sense since it simplifies the formulation. Nevertheless, because the proportioning of these members in the current European standard of steel structures EC3 [5] is

not based on the philosophy of the DIN 4114 [8] and does not use the concept of equivalent slenderness, the above simplification is not needed. Even when, from a practical point of view, there is no difference between the upper limit adopted for the shear stiffness of battened built-up members, it seems more reasonable, from a conceptual point of view, the adoption of Eq. (6) instead of Eq. (7) for the shear stiffness of battened built-up members.

References

- [1] L.M. Gil-Martín y E. Hernández-Montes, Estructuras Metálicas y Mixtas, Colección Seinor. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Editorial Garceta (en imprenta), 2020.
- [2] D. Fernández Montes, E. Díaz Heredia, (2017), Aspectos particulares que condicionan la efectividad de los refuerzos de pilares, Hormigón y Acero, 68(282), 97-106. <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.013>.
- [3] E. Calderón Bello, E. Díaz-Pavón Cuaresma, (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>.
- [4] S. P. Timoshenko and J. M. Gere, Theory of elastic stability, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, (1963).
- [5] EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2005.
- [6] Orbán F., Farkas J. (2013) Optimum Design of Steel Built-Up Compression Members. In: Jármai K., Farkas J. (eds) Design, Fabrication and Economy of Metal Structures. Springer, Berlin, Heidelberg.
- [7] EAE: Instrucción de Acero estructural. Ministerio de Fomento, 2011.
- [8] DIN 4114-1, Steel Structures. Stability (buckling, overturning, bulging). Method of calculation, regulations. German Institute for Standardisation (Deutsches Institut für Normung), 1952.
- [9] CTE: Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Vivienda, 2017.
- [10] UNE EN 50341-1: Overhead electrical lines exceeding ac 1 kv - Part 1: general requirements - common specifications, 2017.

NOVEDADES GENERACIÓN 8

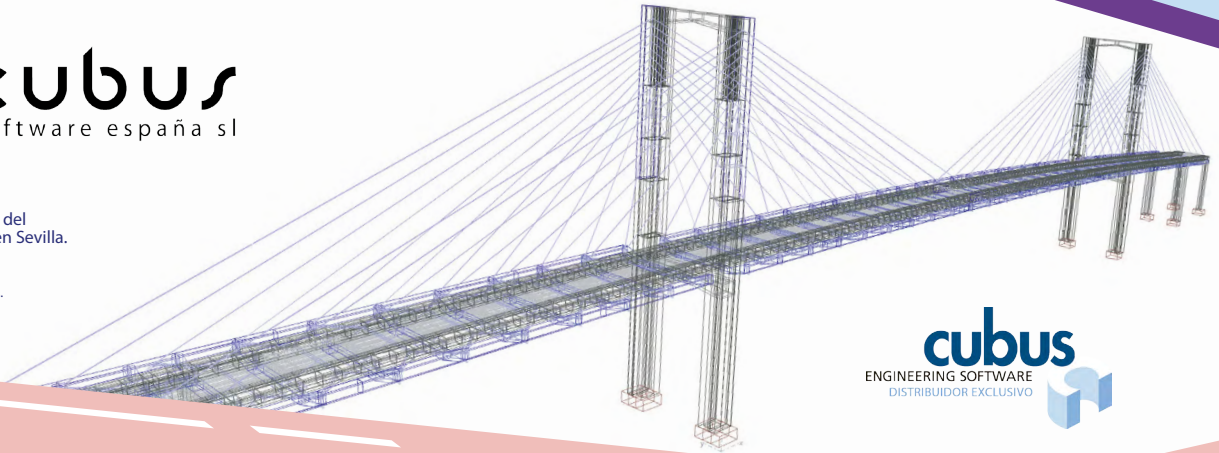
Cursos online de CUBUS
disponibles en
www.ingenio.xyz



cubus
software españa sl

Proyecto de renovación del
Puente del Centenario en Sevilla.
FHECOR - IDEAM.

*Modelo cortesía de
FHECOR Ingenieros Consultores.



- Integración BIM completa en modelos tridimensionales de CEDRUS y STATIK
- Normativa AASHTO implementada en análisis de secciones de FAGUS y STATIK
- Nueva función "rigidez superestructural" para una mejor bajada de cargas cuando los pilares no continúan hasta la cimentación
- Nueva utilidad FG8JOB para análisis de múltiples secciones de FAGUS sin entrar en el programa
- Nueva interfaz totalmente rediseñada, adaptada a monitores UltraHD
- Dimensionamiento automático de todos los muros de un edificio
- Análisis sísmico mediante acelerogramas

Cubus-Software España S.L.
C/ Pez Volador, nº 32 · 28007 Madrid
Tfno 851000350
www.cubus-software.es

DYWIDAG

PRIMERA SUSTITUCIÓN INTEGRAL DEL SISTEMA DE TIRANTES DE EUROPA



PUENTE INTERNACIONAL SOBRE EL RÍO GUADIANA

► DYWIDAGGROUP.COM

Método para el descenso o ascenso de un edificio de cuatro plantas. Aplicaciones derivadas

Method for the descent or rise of a four floors building. Derivative applications

Antonio Roldán^a, Jorge Aparicio García^b, Abraham Hidalgo Olea^c

^aIngeniero técnico agrónomo. D.C.V. SLU (Zaragoza).

^bDr. ingeniero de caminos. INGETURARTE, S.L. (Madrid).

^cIngeniero geólogo y civil. VSL Construction Systems S.A. (Barcelona).

Recibido el 27 de marzo de 2019; aceptado el 27 de junio de 2020

RESUMEN

Se presenta la aplicación práctica del descenso de 1400 mm de un edificio de cuatro plantas de hormigón armado recortando altura del edificio entre planta cimentación y planta baja. Se describe el modelo mecánico empleado, así como cuestiones de diseño constructivo fundamentales para llevar a cabo la operación. Tras la descripción del mismo se enumeran sucintamente aplicaciones que pueden darse de la técnica descrita, tales como el ascenso de edificios por crecida del nivel de agua circundante, la ampliación de hangares de aviones o recrecidos de gálibo de instalaciones industriales evitando demoliciones.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: ascenso edificio; descenso edificio; gatos; central sincronizada.

ABSTRACT

The practical application of the 1400 mm descent of a four-story reinforced concrete building cut between the foundation and the ground floor is presented. The mechanical model used is described, as well as fundamental constructive design issues to carry out the operation. After the description thereof, some applications for this technique are listed, such as the ascent of buildings by flooding the surrounding water level, the expansion of aircraft hangars or the gauging of industrial installations avoiding demolitions.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: building rise; building descent; jacks; synchronized central.

1. INTRODUCCIÓN

El presente artículo presenta la maniobra de descenso de 1400 mm que se ejecutó en la estructura sobre rasante de un edificio de cuatro plantas, con pilares y pantallas de ascensor de hormigón armado, con losas también de hormigón armado de 25 cm de espesor y con la mayoría de los cerramientos exteriores e interiores ejecutados.

2. ALGUNOS ANTECEDENTES

La elevación o descenso de grandes cargas en la obra civil o en la naval es habitual. Menos habitual es el hacerlo en edificios.

En la búsqueda de antecedentes se han encontrado las siguientes referencias.

En edificio industrial en Asturias ([figura 1](#)), perteneciente a la central de generación hidroeléctrica de Arbón, se levanta un edificio 320 mm en 1983. El artículo publicado en la ROP en 1990, describe la operación llevada a cabo por D. Fernando Muzás Labad. (MUZÁS LABAD, 1990). Esta aplicación es la

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: ingeturarte@telefonica.net (Jorge Aparicio García).



Figura 1. Elevación de edificio de Asturias 650 toneladas (MUZÁS LABAD, 1990).

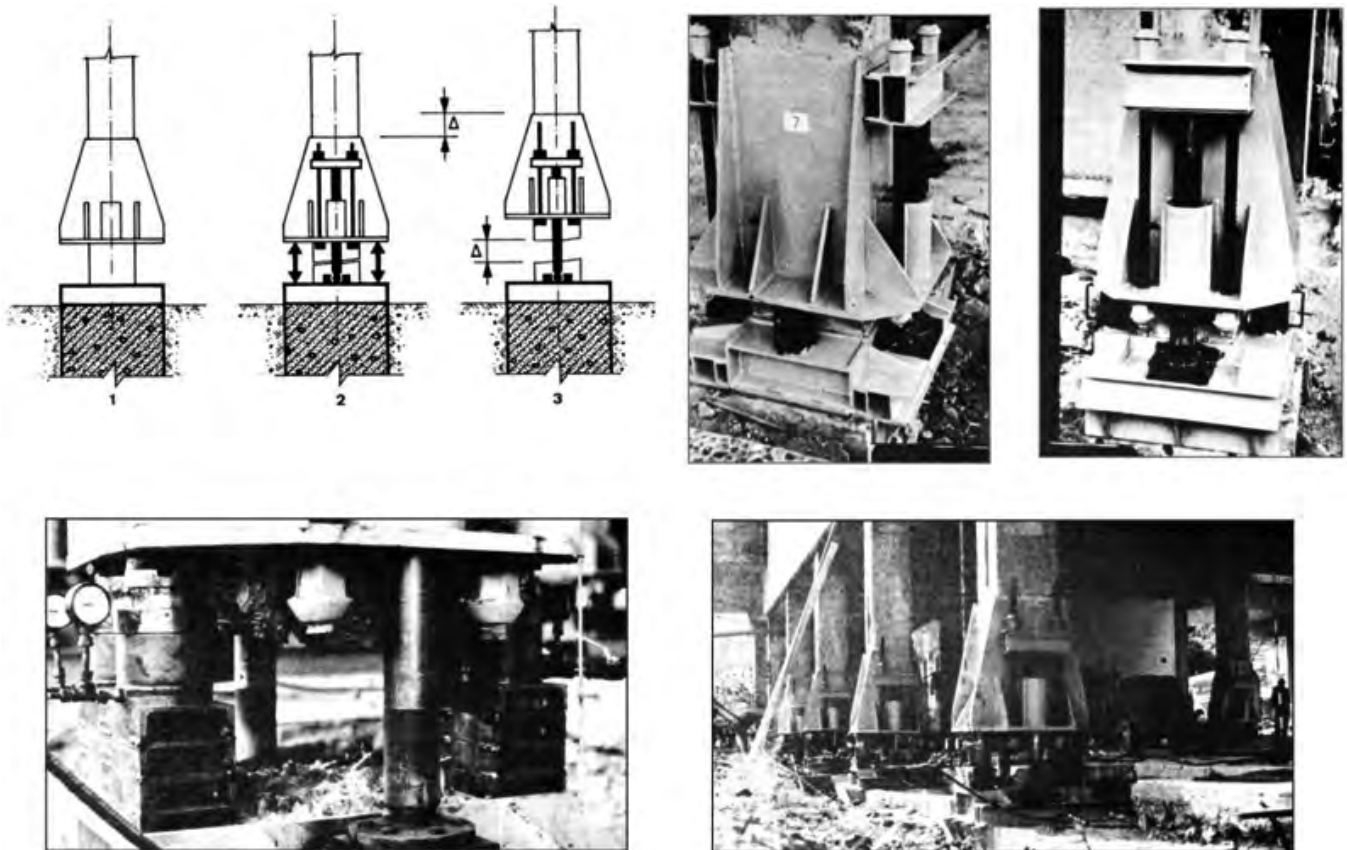


Figura 2. Elevación de edificio de Asturias. Detalle de armazón de elevación. (MUZÁS LABAD, 1990).

más cercana a la solución que se presenta, aunque los autores encontraron la referencia después de haber realizado el descenso que se presenta.

Como características técnicas destacables, indicar que se realiza el corte de soportes respecto de cimentación a la altura de planta de cimentación, aunque no queda claro en el detalle cómo se realiza la transferencia entre camisa metálica y sopor-

te a cortar (figura 2). No se aprecian pernos de transferencia, así que puede que se confiase el rasante a una resina epoxi entre camisa metálica y hormigón de soporte.

En el edificio de la calle Diagonal 414 (Ossó & Yeray, 2019) en Barcelona (figura 3) se desarrolla una operación de descenso de dos forjados. Las operaciones son dos. Primero descenso de un forjado y luego el siguiente. Se hace notar que el apoyo su-



Figura 3. Edificio de la calle Diagonal 414 en Barcelona. Ménsulas y estructura auxiliar previas al descenso.



Figura 4. Edificio de la calle Diagonal 414 en Barcelona. Detalles varios.

perior se realiza sobre el mismo forjado, por lo que la resistencia a punzonamiento de la losa ha demostrado ser suficiente. Las ménsulas del apoyo inferior son ejecutadas a posteriori, con barras pasivas pasantes. (BAC Engineering Consultancy Group, 2018). Los calzos son de hormigón (figura 4).

Los movimientos de edificios (figura 5) durante la sistematización (wikipedia, 2019) urbanística promovida por Nicolae Ceaușescu en Rumanía (GIZMODO, 2019), es el precedente por excelencia internacional de movimientos de edificios. Pero las motivaciones de estas actuaciones no obedecían a criterios de economía.

De entre las aplicaciones anteriores hay que resaltar que corresponden al descenso de uno o dos forjados. La traslación de los edificios en Rumanía necesitaba de grandes subestructuras auxiliares ejecutadas a nivel de cimentación para realizar las operaciones mediante carriles.



Figura 5. Edificio cortado, elevado y trasladado en Rumanía durante la sistematización urbanística de Ceaușescu.



Figura 6. Descenso de edificio.

No obstante, el interés técnico de la solución es ejemplar y el de mayor mérito técnico de entre los indicados que han encontrado los autores.

También se han encontrado más referencias que se añaden (Palomino Infante, 2017). De especial relevancia es la realización de descenso de forjado de telecabina de Tovièrre en el lago de Tignes (Muller, 2016).

3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La cota superior del edificio, ejecutado hasta nivel de estructura y cerramiento exterior parcial, superaba la permitida en las normas urbanísticas de la ciudad.

La interpretación de normativa urbanística para definir la cota del terreno sobre la que se debería poder definir la cota máxima de la edificación fue el detonante del problema que hubo que resolver. Esta cota delimitaba la altura máxima permitida. Este problema afectaba a uno de los nueve elementos de estructura independiente que componía el edificio.

3.1. Estudio de soluciones

La solución al problema pasa por la elección de entre las siguientes soluciones

- Demolición y reconstrucción del edificio a las cotas previstas.
- Demolición de última planta y renuncia a una planta.
- Descenso del edificio.

La solución económicamente más favorable fue la que se llevó a cabo.

4. CONDICIONES DE PARTIDA

A continuación, se describen las condiciones de partida fundamentales a tener en cuenta para el trabajo de la maniobra de descenso de la estructura.



Figura 7. Descenso de edificio.

4.1. Descripción de la estructura a descender

La estructura del edificio (figura 8) a descender es de hormigón armado. La superficie en planta es sensiblemente cuadrada de dimensiones 23.5 m x 25.0 m. En altura sobre cimentación desarrolla una planta sótano, una planta baja, tres plantas y altillo adicional.

La cimentación es superficial de zapatas independientes. Como una de las nueve fases del edificio, tiene muros perimetrales de hormigón entre sótano y baja en tres de los cuatro lados de la planta.

Las plantas son forjados de losa armada de 0.25 m de canto. Los soportes son de hormigón armado de escuadrías varias, desde 0.25 x 0.25 hasta 0.30 x 0.50.

Entre planta baja y primera hay dos soportes metálicos que requieren solución singular. Existe un núcleo interior de hormigón armado resistente a las acciones horizontales en cotas sobre baja con paredes de 0.20 m de espesor.

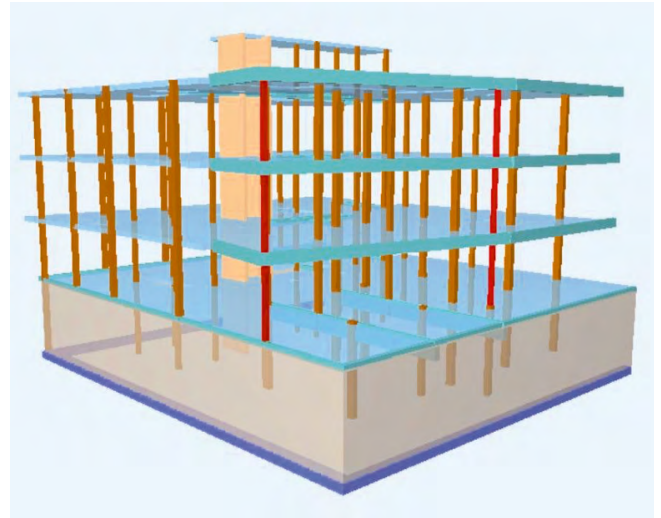


Figura 8. 3D de estructura de edificio.

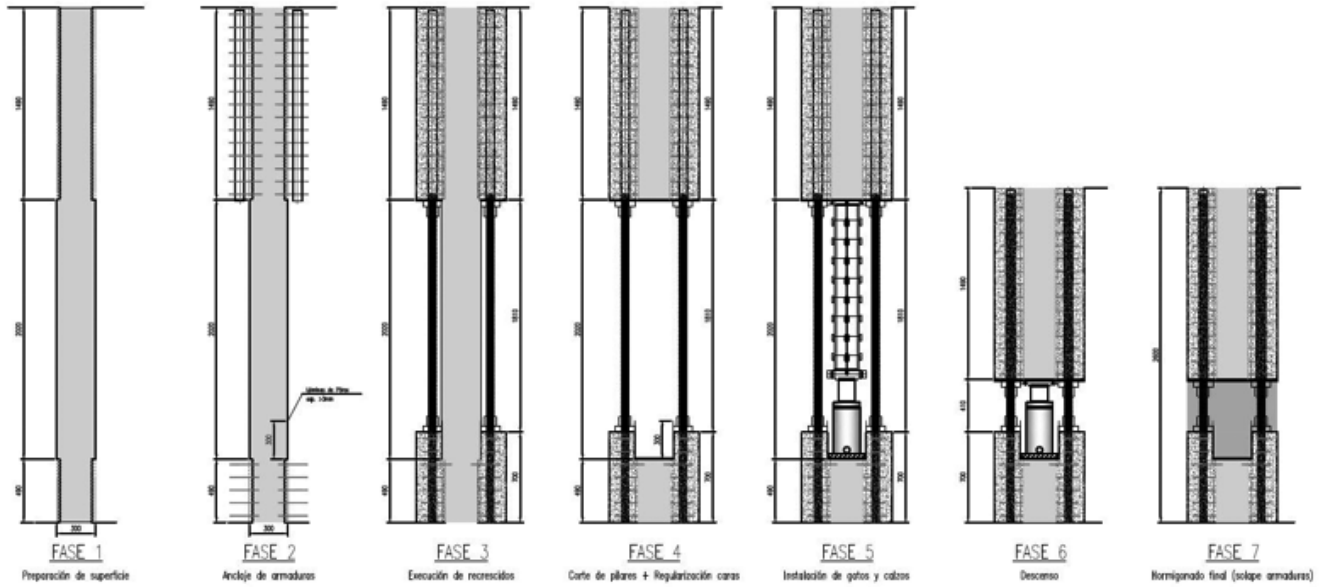


Figura 9. Solución a base de recresido de soportes.

4.2. Condiciones específicas de la maniobra de descenso

Una vez tomada la decisión de descender el edificio se plantean dos soluciones, una a base de recresidos de los pilares de hormigón armado y otra a base de estructura auxiliar.

La solución a base de hormigón armado (figura 9) planteaba el corte de todos los muros perimetrales y el posterior descenso.

La solución de estructura metálica auxiliar finalmente adoptada versiona las soluciones habituales en cambio de apoyos en puentes, pero dispone, además, de espacios para la correcta ejecución de la colocación y apoyo de los gatos, zonas específicas de apeo provisional.

La solución que se presenta tiene los siguientes valores añadidos:

- La preservación de las escuadrías de diseño arquitectónico original.

- La nula demolición de muros salvo por el núcleo central.
- La modulación estructural tal que permite la industrialización del sistema de descenso, lo cual llevará a mínimos errores.
- La utilización del pretensado transversal a hueso para no dañar los soportes en la conexión, como así sucedería si se resolviera con ménsulas ancladas a los soportes.
- Minimización del número de operaciones necesarias para la realización de las operaciones de descenso.

5.

DESCRIPCIÓN CONSTRUCTIVA DE LA SOLUCIÓN

La solución finalmente ejecutada tiene los siguientes elementos fundamentales:

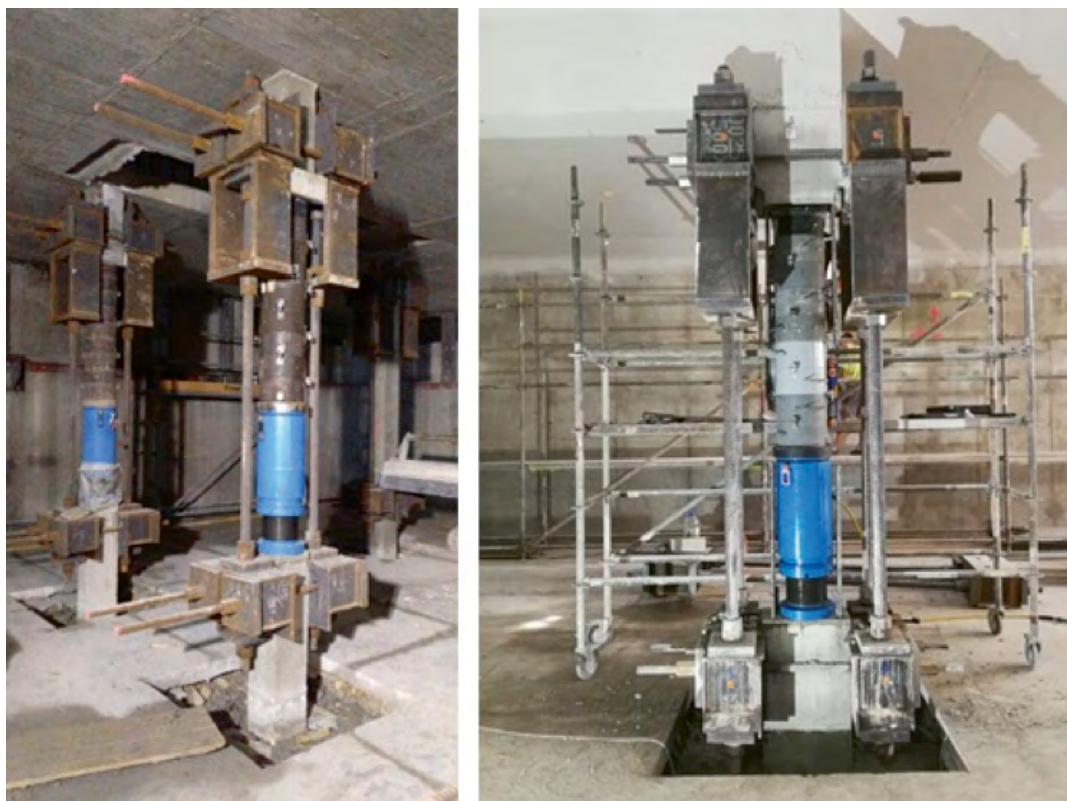


Figura 10. Estructura metálica auxiliar con gatos colocados en soportes tipo de cimentación.

- Estructura metálica auxiliar de punteo provisional de cada pilar
 - Soporte tipo de cimentación.
 - Soporte de junta en cimentación.
 - Soporte metálico en baja.
 - Soporte sobre muro en baja.
- Estructura metálica auxiliar para el núcleo.
- Tirantes de cuelgue de baja desde planta primera.
- Guías para recogida de esfuerzos horizontales provocados por las acciones de viento.

5.1. La estructura metálica auxiliar en soportes

La estructura metálica de apeo de cada soporte, necesaria para realizar la demolición parcial del mismo y la adaptación para la disposición de los gatos, está configurada a modo de esqueleto del soporte.

La estructura consta de cuatro pinzas metálicas que se colocan a hueso sobre las caras de los soportes. Se pretensan dos a dos, entre pinzas superiores y entre pinzas inferiores. Entre la pinza inferior y superior, de un mismo lado, se conectan las pinzas mediante barras roscadas de acero B500S de diámetro D63.5 mm. Según las cargas se tienen entre 2 y cuatro barras. El postesado transversal se realiza con barras de diámetro D40 mm de acero Y1050.

Los cajones anti-pandeo se dimensionan con el criterio de D. Francisco Millanes de garantizar una fuerza transversal del orden del 2% de la fuerza vertical para impedir el pandeo.

En la primera demolición del primer soporte, se realizó un ensayo para acotar la deformación geométrica del pandeo de



Figura 11. Estructura puente del núcleo.

las barras con la Universitat de les Illes Balears bajo la dirección de D. Antoni Cladera Bohigas. (Grupo de investigación Construct UIB., 2019)

El dimensionamiento de todas las formas y barras estructurales, además de los criterios resistentes se basan en invariantes constructivos necesarios para poder ejecutar la demolición con espacios y tolerancias suficientes.

5.2. La estructura metálica auxiliar en núcleo

El núcleo central de escalera, de hormigón armado, con sección en forma de C, se necesita apea de forma análoga (figura 11), lo cual se realiza formalizando un auténtico modelo de bielas y tirantes (figura 12) a escala real:

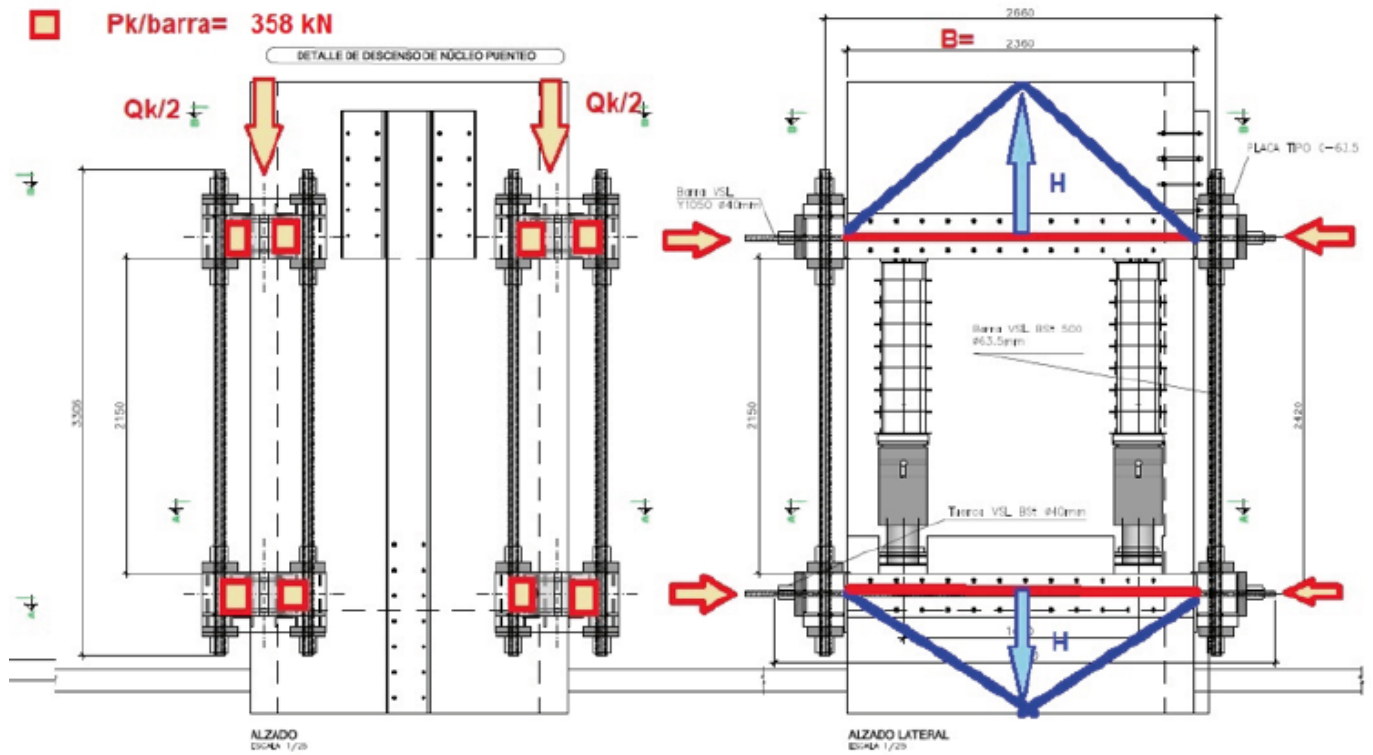


Figura 12. Esquema del modelo de dimensionamiento de bielas y tirantes.

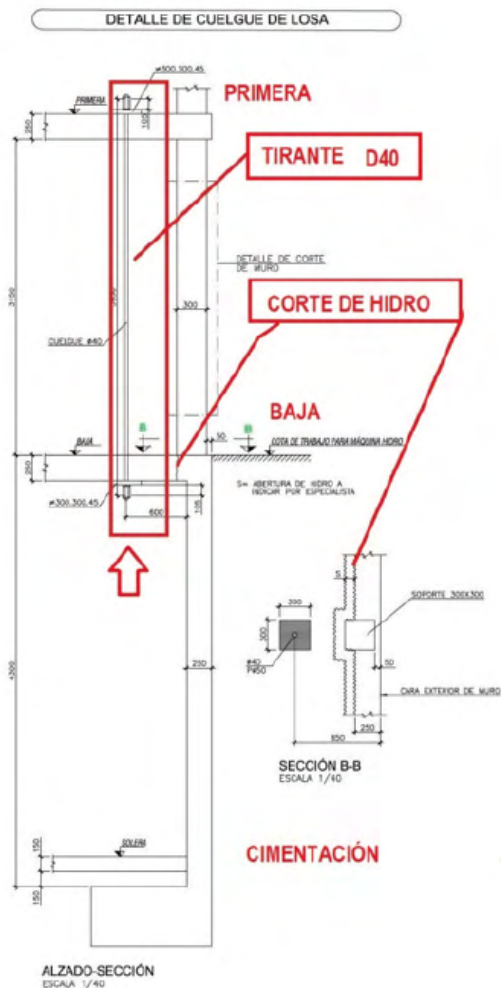


Figura 13. Esquema de tirantes de cuelgue en losa de baja cortada en muro. Apeo metálico en soporte sobre muro.

5.3. Tirantes de cuelgue de baja desde planta primera

Cuando se desconecta la losa de baja del muro perimetral por el plano vertical del interior de los muros, se procede al cuelgue mediante tirantes de la parte de losa de hormigón volada. El siguiente esquema y fotografía (figura 13) muestra la solución de cuelgue proyectada según idea de D. Juan Lima de VSL.

5.4. Guías para recogida de esfuerzos transversales

Para guiar la estructura en su descenso y para absorber los esfuerzos horizontales se dispuso de guías metálicas (figura 14) al efecto entre los muros de sótano y la planta baja trabajando como un diafragma horizontal.

5.5. La hidrodemolición de los soportes

Una vez dispuesta la estructura metálica de un pilar hay que proceder a su demolición. De entre las diferentes soluciones constructivas se estudiaron económicamente:

- Corte con hilo.
- Corte con taladros sucesivos.
- Hidrodemolición.

Finalmente se combinaron la rotura mediante taladros y la hidrodemolición, según necesidades.

Es importante en la hidrodemolición definir el orden en que debe realizarse. En la figura se indican las tres fases (figura 15) de forma que se conjugue la rapidez constructiva con el corte de la armadura que aparece en la primera fase, dado que plastifica dada la corta distancia de barra desnuda entre zonas



Figura 14. detalle de guía metálica ante esfuerzos horizontales.

de hormigón con área insuficiente para resistir elásticamente la transferencia puntual de cargas.

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y LA MANIOBRA

El procedimiento constructivo es fundamental. Se distinguen las siguientes fases fundamentales:

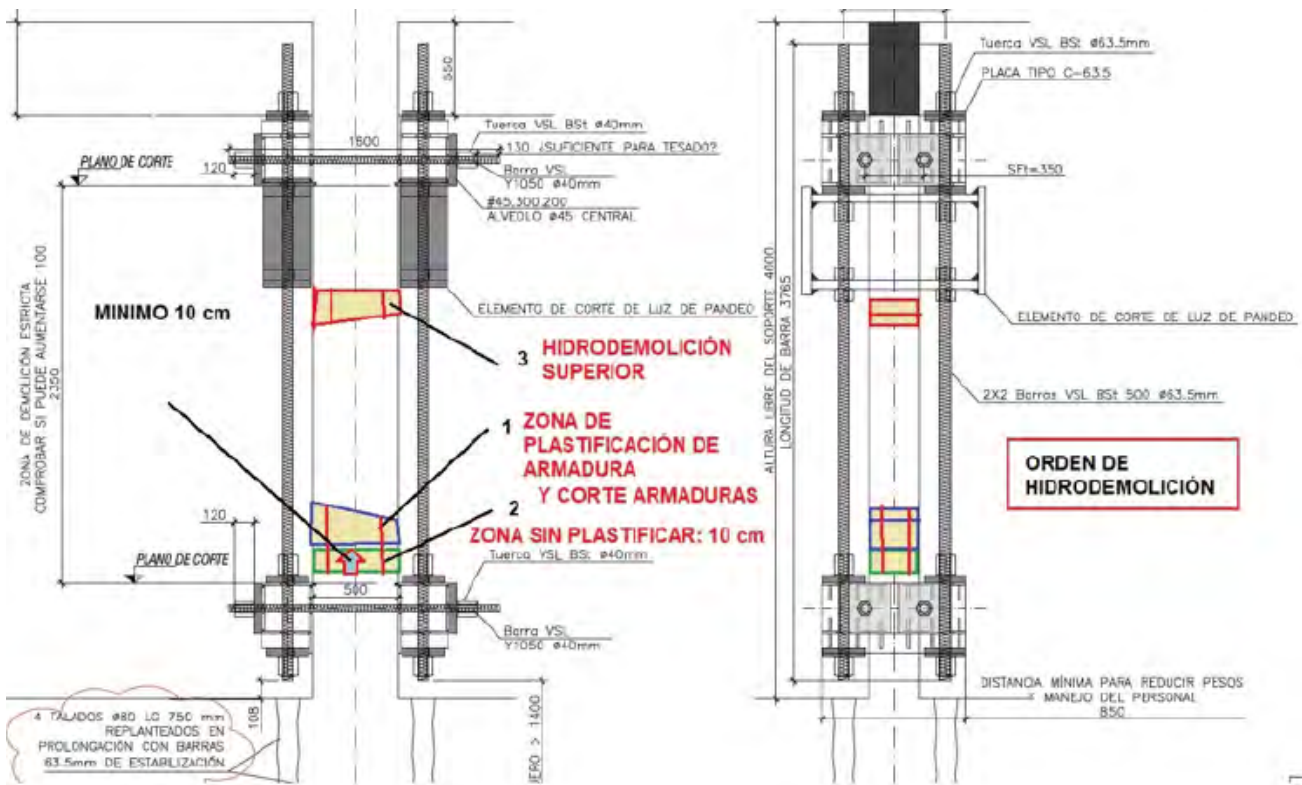


Figura 15. Detalle de la hidrodemolición de soportes.

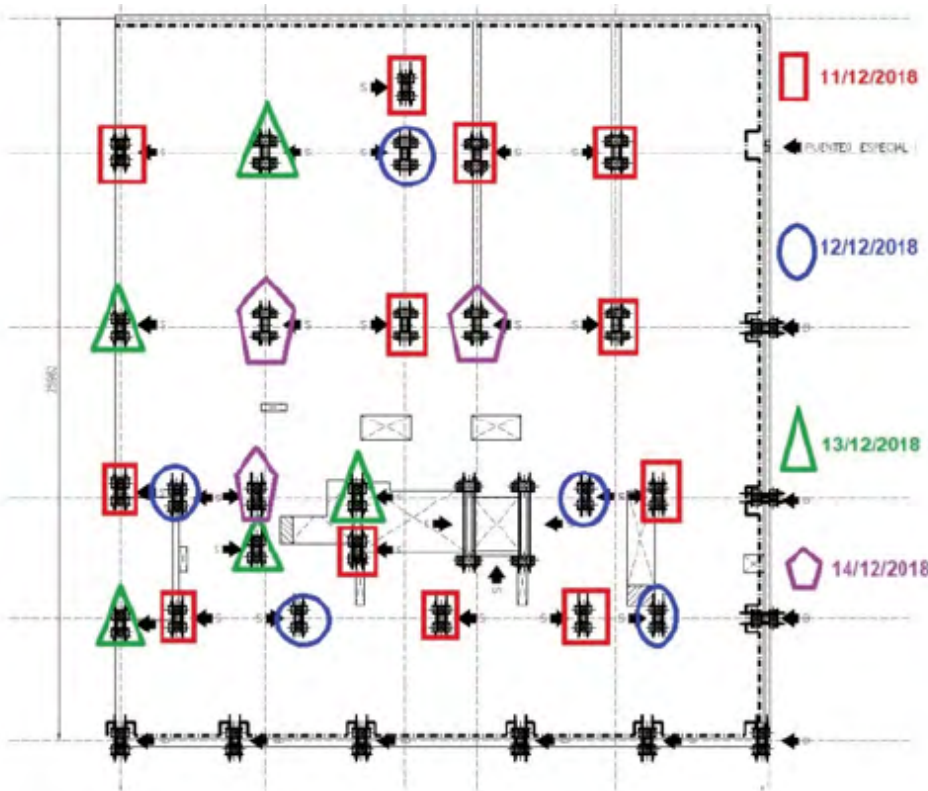


Figura 16. Orden de hidrodemolición.

- Orden de demolición y puesta en posición de gato en un soporte.
- Orden de hidrodemolición de los soportes.
- Orden de desapeo y restitución de soportes.

6.1. Orden de demolición y puesta en posición de gato en un soporte

El orden de trabajos de puenteo de un soporte ha de ser:

- Presentación de estructura metálica de apeo del soporte.
- Postesado transversal.
- Importante previo a la hidrodemolición de cada soporte: Control sónico de que las cuatro barras de postesado de pinzas están en carga, para poder evitar operación en caso de que alguna se haya destesado. Para ello se ha de realizar el apriete a tope con llave manual de tuercas en estructura puente en el siguiente orden:
 - Tuercas interiores inferiores.
 - Tuercas interiores superiores.
 - Tuercas exteriores superiores.
 - Tuercas exteriores inferiores.
 - Contratuercas de cajón anti-pandeo.
- Hidrodemolición de soportes siguiendo la secuencia indicada en la figura anterior (figura 15):
 - Hidrodemolición de parte inferior (empezando por la parte de arriba del corte inferior).
 - Corte de barras inferiores.
 - Continuación de hidro en parte inferior.
 - Corte de parte plastificada y preservación de tramo sano.
 - Hidrodemolición de parte superior.

- Presentación de toro para recogida de tramo de soporte demolido.
- Corte de barras superiores.
- Ejecución de base de gatos con mortero.
- Presentación de gato y sus calzos sobre meseta inferior.
- Ejecución regularización de mortero en cabeza.
- Tras endurecimiento de mesetas, puesta en carga de gato vertical a un porcentaje de la carga esperada.

6.2. Orden de hidrodemolición de los soportes

Se prueba la demolición de soportes con hidrodemolición y con butrones secantes eligiéndose la hidrodemolición.

Como criterio fundamental se determina no ejecutar más de 4 hidrodemoliciones de soportes al día según orden de tesado descrito al paso del movimiento del caballo de ajedrez (figura 16).

Es decir: nunca habrá más de cuatro soportes puenteados por estructura de pinzas y barras sin la presentación de gato correspondiente.

Se minimiza el tiempo de hidrodemolición más el de ejecución de meseta inferior más el de presentación de gato más el de ejecución de meseta superior, mediante el dimensionamiento del adecuado mortero, que se debe elegir de acuerdo a las características necesarias de tiempo de fraguado necesario para optimizar el rendimiento de obra.

El orden genérico de los trabajos de hidrodemolición debe ser:

- Hidrodemolición de soportes de cimentación.
- Hidrodemolición de losa sin corte de barras.
- Hidrodemolición de soportes de baja.



Figura 17. Maniobra. Central de sincronización de gatos.

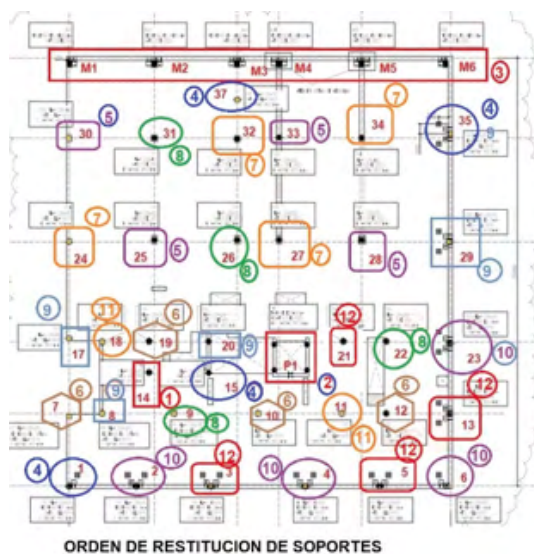


Figura 18. Restitución de soportes.

- Hidrodemolición de núcleo.
- Hidrodemolición de losa restante.
- Corte de barras de conexión entre losa y cabeza de muro.

La desconexión por hidrodemolición de la losa se hace en dos fases, por motivos de seguridad, es decir, por dejar seguridad ante acciones horizontales al ser necesarios dos días para su hidrodemolición.

6.3. Maniobra

Una vez emplazados todos los gatos se procedió a colocar la central de control de gatos hidráulicos. La central se utilizó en trabajos tan singulares como la elevación de la cubierta del estadio de Río de Janeiro.

6.4. Orden de desapeo y restitución de soportes

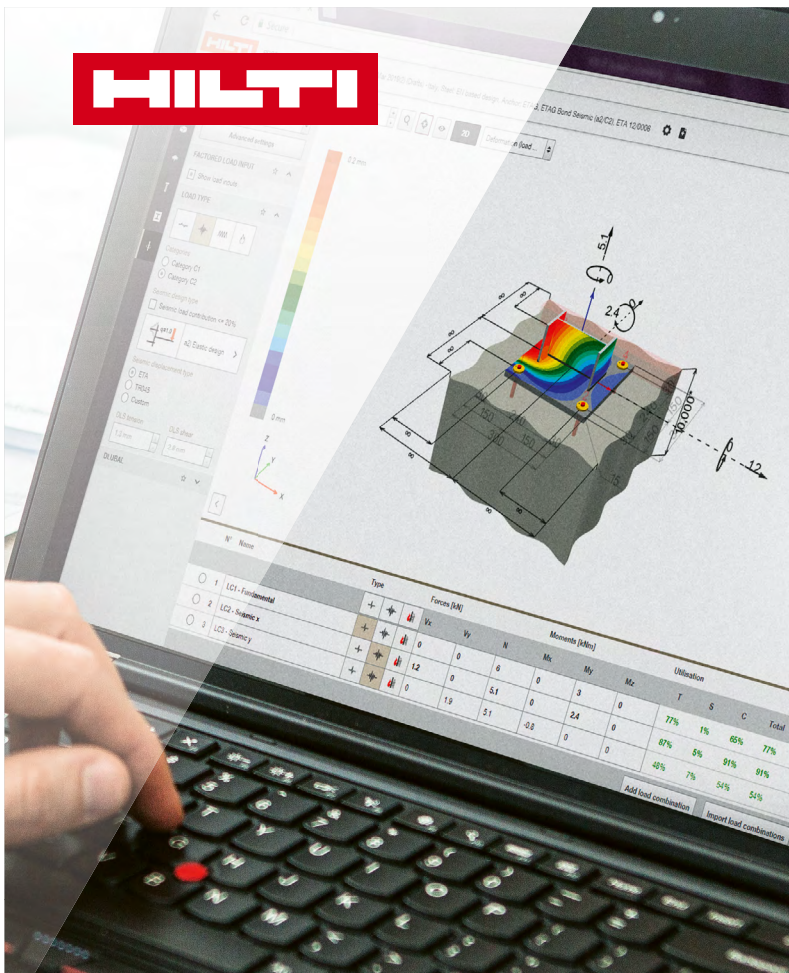
El orden de desapeo es el mismo seguido que para el apeo. La restitución de armado de soportes es convencional.

7. CONCLUSIONES

En el presente documento se presenta sucintamente una metodología para el descenso o el ascenso de edificios. Como aplicaciones derivadas se encuentran las siguientes: el ascenso de edificios susceptibles de verse afectados por aumento del nivel del agua, la intercalación de plantas en edificios que así lo pudieran soportar, o el aumento de gálibos en hangares, de aviones por ejemplo, sin interrumpir en los trabajos industriales de explotación.

Referencias

- [1] BAC Engineering Consultancy Group. (2018, Octubre 31). <http://bacecg.com>. Retrieved from <http://bacecg.com/empequeneciendo-edificio-descenso-forjados-diagonal-414/>
- [2] GIZMODO. (2019, Febrero). Como un pueblo de Rumania logro mover un edificio de 7000 toneladas. Retrieved from <https://es.gizmodo.com/como-un-pueblo-de-rumania-logro-mover-un-edificio-de-7-1826861464>
- [3] Grupo de investigación Construct UIB. (2019, febrero 18). Descenso de edificio completo. Retrieved from Ingenia: canal de ingeniería estructural: <https://www.youtube.com/watch?v=ntRCOAhoEzQ>
- [4] Historydaily. (2017, Febrero 19). Moving a 7600 ton apartment building. Retrieved from historydaily.org: <http://historydaily.org/moving-a-7600-ton-apartment-building>
- [5] Muller, X. (2016, Noviembre 25). Télécabine de Tovière - Tignes - Été 2013. Retrieved from <https://www.youtube.com/watch?v=VEIB-S2jE-8>
- [6] MUZÁS LABAD, F. (1990, Julio-Agosto). LEVANTAMIENTO DE UN EDIFICIO. Revista de Obras Públicas, 19-26.
- [7] Ossó, P., & Yeray, G. (2019). Descenso de forjados con gatos hidráulicos. Edificio en Avda. Diagonal 414 de Barcelona. In A. d. d'estructures (Ed.), Congreso Consultores de Estructuras, (pp. 591-602). Barcelona.
- [8] Palomino Infante, A. (2017). Estabilización y recuperación de verticalidad de un edificio. Anales de Ingeniería(938), 28-31.
- [9] wikipedia. (2019, febrero 26). wikipedia.org. Retrieved from Systematization_(Romania): [https://en.wikipedia.org/wiki/Systematization_\(Romania\)](https://en.wikipedia.org/wiki/Systematization_(Romania))



PROFIS ENGINEERING

Lleva tus diseños de anclajes al siguiente nivel

Diseña tus conexiones completas acero-hormigón mediante anclajes de manera rápida y fiable:

- Normativa Europea Eurocódigo 2, parte 4 (EN1992-4)
- Diseño completo de anclajes y placa base, incluidos rigidizadores y soldaduras
- Permite el cálculo bajo cargas sísmicas, dinámicas, fatiga, impacto y fuego
- Importación de cargas desde otros software de diseño estructural & Excel
- Exportación directa de la conexión completa a softwares de Modelado Tekla y Revit
- Asistencia técnica de nuestro equipo de ingeniería



Más información en:
<https://www.hilti.es/content/hilti/E2/ES/es/ingenieria/software/software-profis-engineering-suite.html>

Hilti Española, S.A.

Camino Fuente de la Mora, 1 | 3ª Planta | 28050 Madrid T 902 100 475 | F 900 200 417 | www.hilti.es



Cercanía

es trabajar por la seguridad de todos

En ULMA ofrecemos soluciones integrales para ejecutar cualquier tipo de obra con las máximas garantías de seguridad, desde el proyecto más sencillo hasta el más complejo.

Esa es nuestra prioridad.



www.ulmaconstruction.es

in | [linkedin.com/company/ulma-cye](https://www.linkedin.com/company/ulma-cye)

YouTube | [youtube.com/constructionulma](https://www.youtube.com/constructionulma)



Tolerancia en el empalme por solape (traslapo) de grupos (paquetes) de barras según el EC2, la EHE y la ACI-318

Tolerance in the overlapping (splice) of bundled bars according to EC2, EHE and ACI-318

Enrique Hernández-Montes^a, Rosa María Pascual-Vicente^b, José M Sénica^c
y Luisa María Gil-Martín^a

^a Dr ICCP, Departamento de Mecánica de Estructuras, Universidad de Granada

^b ICCP, Departamento de I+D, ERSI-Group

^c Ingeniero industrial, Departamento de Producción, ERSI-Group

Recibido el 5 de agosto de 2019; aceptado el 27 de mayo de 2020

RESUMEN

El uso de grupos (o paquetes) de barras presenta ventajas tales como la descongestión de barras. Sin embargo, el empalme de este tipo de barras requiere de mayor detalle tanto en el despiece como en la ejecución. El empalme más habitual en este tipo de barras es el empalme por solape (o traslapo), escalonando, o no, las barras individuales en la dirección longitudinal. El Eurocódigo 2, la EHE y la ACI-318 difieren en lo relativo a las formas de empalme por solape de grupos de barras y en la longitud de solape necesaria. En esta nota técnica los autores analizan la tolerancia de las tres normativas en función de los tipos de solape en paquetes de barras.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Empalme por solapo; paquetes de barra; longitud de desarrollo.

ABSTRACT

The use of bundled bars has advantages such as decongestion of bars. However, the splicing of this type of bars requires greater detail both in design and in the execution. The most common lap splice in this type of bars is the splice by staggering the individual bars in the longitudinal direction. Eurocode 2 (EC2), EHE and ACI-318 differ in the ways of splicing by overlap and in the length of overlap required. In this technical note, the authors analyze the tolerance as function of the type of splice in bundled bars.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Lap splice; bundled bars; development length.

1. INTRODUCCIÓN

En la norma ACI-318 [1] (§25.6.1) el empalme por traslapo de paquetes de barras está basado en la longitud de empalme por traslapo de las barras individuales. Esta norma establece que la longitud de empalme por solape debe incrementarse un 20% en el caso de paquetes de 3 barras y un 33% en el caso

de paquetes de 4 barras. Este incremento de longitud se debe a que el agrupamiento reduce el área exterior del grupo de barras o superficie de adherencia y, por consiguiente, la resistencia al agotamiento por adherencia será menor.

Consideremos a modo de ejemplo el paquete de 4 barras de la figura 1. Se puede ver que cada una de las barras del paquete ha perdido 1/4 de su superficie en contacto con el

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: emontes@ugr.es (Enrique Hernández-Montes).

hormigón con lo cual la superficie disponible es la misma que tendrían 3 barras aisladas. Por tanto, en este caso es necesario aumentar longitudinalmente un 33.33% el paquete de cuatro barras para que la superficie de adherencia de las 4 barras juntas sea igual a la superficie de adherencia de las 4 barras aisladas. De la misma forma la longitud de empalme se aumentará en un 20% en el caso de paquetes de 3 barras y, como se puede ver en la [figura 1](#), los paquetes de 2 barras no quedan afectados.

Por el contrario, en el EC2 [2] (§8.9.3) el aumento de la longitud de solape de grupos de barras no es función del número de barras que forman el grupo. Cairns [3] justifica el planteamiento del EC2 [2] basándose en datos experimentales (Banshandy [4] y Cairns [3]). Según Cairns [3] el fallo del empalme no se produce por agotamiento de la adherencia barra-hormigón sino por roturas longitudinales de hendimiento (en inglés "spalling") en el recubrimiento del hormigón.

Al igual que la ACI-318 [1], la normativa española EHE [5] considera la influencia del número de barras que forman el grupo para el cálculo la longitud de anclaje por solape de grupos de barras.

Banshandy [4] estudió el empalme por solape de grupos de barras ejecutado sin escalar, lo que supone que en la zona de solape habrá el doble del número de barras que forman el grupo. Según Banshandy [4] los grupos de barras pueden tratarse como una barra única con un diámetro equivalente y los grupos pueden solaparse por completo, sin necesidad de escalar las barras individuales, siendo preciso en este caso calcular la longitud de solape considerando el área equivalente. Este planteamiento justifica el que el EC2 [2] permita empalmes por solape en grupo de dos barras sin escalar, lo que no está contemplado en ninguna de las otras dos normas (EHE [5] y ACI-318 [1]).

Cairns [3] apoya las conclusiones de Banshandy [4] y deduce que el fallo del empalme por solape de grupos de barras es debido a las fuerzas de estallido del hormigón, esto es, se debe a las tracciones en el hormigón generadas en el área de influencia de las barras traccionadas.

Existen diferencias entre la ACI-318 [1], el EC2 [2] y la EHE [5] en relación al empalme por solape en paquetes de barras, lo que conlleva además tolerancias diferentes. Dichas tolerancias son fundamentales para una fácil ejecución de este tipo de empalme.

2.

LONGITUDES DE SOLAPE EN LA ACI-318-19 [1], LA EHE-08 [5] Y EL EC2 [2]

2.1. Paquetes de dos barras

El empalme por solape de grupos de barras ejecutado sin escalar, que no está permitido por la ACI-318-19 [1] (§25.6.1.7), es aceptado sin embargo de forma explícita por el EC2 [2] para el caso de paquetes de 2 barras siempre que el diámetro equivalente sea menor que 32 mm. La EHE [5] (§69.5.2.3) obliga a poner una barra suplementaria –de diámetro igual al mayor de las barras del grupo– en toda la zona del empalme y, el detalle constructivo recogido en la figura de la norma supone de facto la imposibilidad de ejecutar este tipo de solape sin escalar.

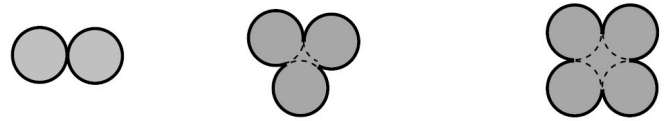


Figura 1. Superficie expuesta en paquetes de 2, 3 y 4 barras.

En el caso de que el empalme se ejecute sin escalar se utilizará el diámetro equivalente para el cálculo de l_0 (longitud de solape o traslape de la barra), ([figura 2](#)). Puesto que cualquier longitud superior a l_0 es admisible existe una gran tolerancia a la hora del despiece y montaje de la armadura.

Si el diámetro equivalente es mayor de 32 mm ninguna norma permite empalmar por solape el paquete de dos barras sin escalar.

Según la ACI-318 [1] será necesario escalar las barras colocando o no una barra suplementaria ([figura 3](#)). Como se puede ver en la [figura 3](#), existe una tolerancia con la que se puede contar en el proceso de diseño. Esta tolerancia es un parámetro fundamental cuando ejecutamos el solape en obra. La tolerancia máxima es $(\alpha-1.2)l_0$ ([figura 3](#)), donde el valor de l_0 se calcula en función del diámetro de la barra individual y el valor de $\alpha \cdot l_0$ puede elegir el proyectista ($\alpha \geq 1.2$).

La norma EHE [5] es la única norma que obliga a colocar las barras enfrentadas a tope ($\alpha=1.2$ en la [figura 3](#)) con la consiguiente dificultad a la hora de colocarlas en obra, sobre todo cuando las barras no son rectas. El EC2 [2] no habla explícitamente de la colocación a tope y para el caso de paquetes de dos barras tampoco indica ningún detalle en forma de dibujo.

2.1. Paquetes de tres barras

En el empalme de paquetes de tres barras, el EC2 [2] recomienda escalar las barras individuales al menos $1.3l_0$ y sugiere el uso de una barra adicional o "barra de solape" ([figura 4](#)). En relación a la norma española, EHE [5] obliga a colocar una barra suplementaria y a disponer las barras del grupo enfrentadas a tope.

Para el caso de paquetes de tres barras la ACI-318 [1] no hace ninguna indicación, lo que implica que podemos optar, al igual que en el caso de solape de grupos de 2 barras, por disponer o no una barra adicional ([figura 5](#)).

Como hemos visto, en el caso de empalme por traslape de paquetes de 3 barras la norma española no permite ninguna tolerancia y obliga a colocar siempre una barra adicional ($\beta=1.3$ en la [figura 5b](#)).

El EC2 [2] recomienda añadir una barra adicional aunque no obliga a ello. En relación a la tolerancia, aunque del dibujo de la figura 4 podría interpretarse que no está permitido su uso, la norma europea no la prohíbe explícitamente. Si usamos tolerancia, esta sería igual a $(\beta-1.3)l_0$.

La norma americana no indica ninguna recomendación en cuanto al uso de una barra adicional y tampoco obliga a colocar las barras enfrentadas a tope, con lo cual se puede proceder de cualquiera de las formas indicadas en la figura 5, siendo en este caso la tolerancia igual a $(\beta-1.3)l_0$, siendo $\beta \geq 1.3$.

Es importante señalar que la literatura experimental avala el uso de empalme por solape sin barra adicional, Cairns [3],

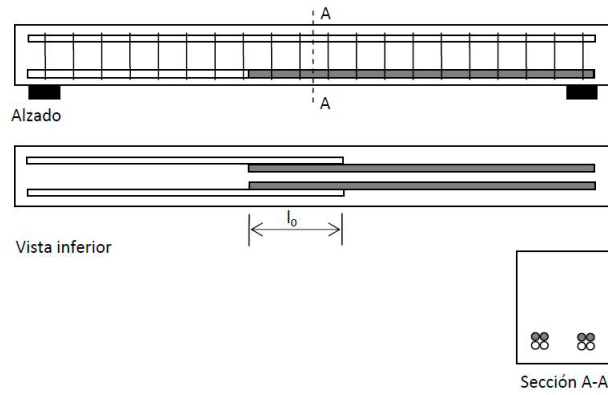


Figura 2. Empalme por solape (traslape) en paquetes de 2 barras, según EC2 [2].

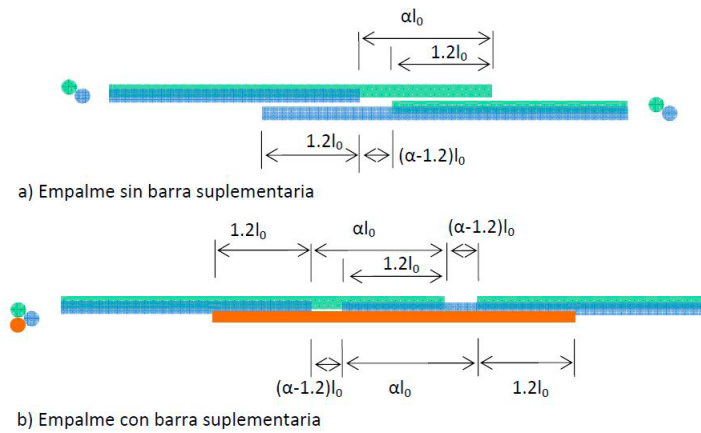


Figura 3. Empalme por solape (traslape) en paquetes de 2 barras de forma escalonada. a) sin barra suplementaria b) con barra suplementaria.

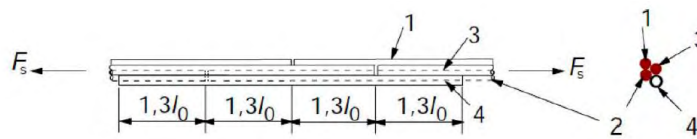


Figura 4. Empalme por solape (traslape) de un paquete de 3 barras. (Figura tomada del EC2 [2]).

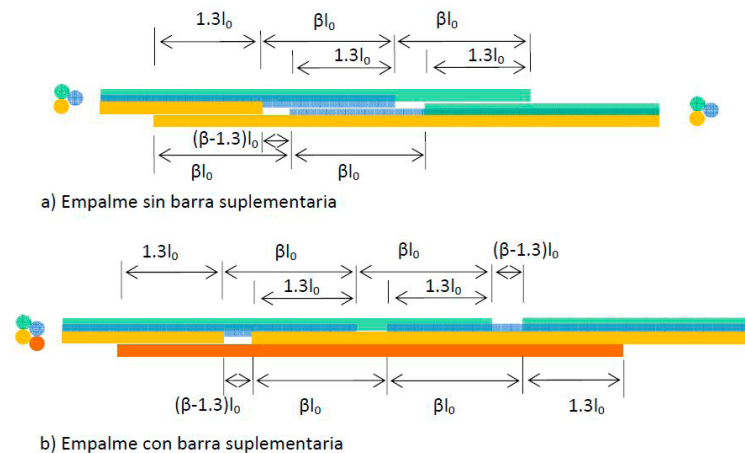


Figura 5. Empalme por solape (traslape) en paquetes de 3 barras de forma escalonada. a) sin barra suplementaria b) con barra suplementaria.

siendo en este caso la tolerancia la misma que en el caso de que se dispusiera una barra suplementaria, ver [figuras 3 y 5](#).

Por tanto, para incrementar la tolerancia en el caso de empalmes de grupos de barras bastará con aumentar la distancia del escalonado de las barras individuales.

CONCLUSIONES

Las normativas ACI-318, EC2 y EHE tienen requerimientos diferentes en cuanto al empalme por solape de grupos de barras se refiere. Estas diferencias afectan especialmente a la tolerancia, parámetro fundamental a la hora de la colocación en obra de la armadura. La norma española no permite ninguna tolerancia. El EC2 permite el empalme por solape sin escalonar de grupos de dos barras si el diámetro equivalente es

menor de 32 mm, procedimiento no permitido en la ACI-318 en ningún caso, lo que hace que se tenga un gran margen de tolerancia si se emplea el EC2. En general, tanto el EC2 como la ACI-318 permiten tener en cuenta un margen de tolerancia en el diseño del empalme por solape de grupos de barras.

Referencias

- [1] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). Farmington Hills, MI: 2019.
- [2] Eurocode 2. "Design of concrete structures-Part 1.1: General rules and rules for buildings." Des Concr Struct - Part 1-1 Gen Rules Rules Build 2004.
- [3] Cairns J. Lap Splices of Bars in Bundles. ACI Struct J 2013;110:110-S16.
- [4] Bashandy TR. Evaluation of Bundled Bar Lap Splices. ACI Struct J 2009;106:215-21.
- [5] EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento.

Forming process of façade panels by curved folding with combined geometric and mechanical optimisation

Proceso de formación de los paneles de la fachada mediante plegado curvo con optimización geométrica y mecánica combinada

Alban Berrubé^a, Nicolas Leduc^a, Jorge Hidalgo^a, Simon Aubry^a

^aT/E/S/S atelier d'ingénierie, 7 Cité Paradis, 75010 Paris, France

Recibido el 5 de agosto de 2019; aceptado el 14 de septiembre de 2020

This paper has been presented at the International *fib* Symposium on Conceptual Design of Structures held in Madrid in September 2019

ABSTRACT

The generation of 3D surfaces based on curved foldings is a time and cost-efficient process, avoiding the use of moulds. In this paper we demonstrate that by using the mechanical behaviour of materials and folding kinematics we can expand the possibilities of this fabrication technique. Parametric Design is combined with simplified structural analyses of finite element models in order to develop a robust form-finding process and optimise geometries. A non-linear finite element model simulating the step-by-step deformation of the panel from flat to deformed is then used to validate this simplified method. Finally, a series of prototypes at 1:4 scale are built to verify the feasibility of the fabrication process in real conditions and the resulting appearance of the finished panel.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Curved folding; double curvature; doubly-curved panel; mechanical optimization; form finding; finite element model; prototyping; dynamic relaxation.

RESUMEN

La generación de superficies tridimensionales basadas en pliegues curvos es un proceso eficiente en cuanto a tiempo y costo, que evita el uso de moldes. En este trabajo demostramos que utilizando el comportamiento mecánico de los materiales y la cinemática de plegado podemos ampliar las posibilidades de esta técnica de fabricación. El diseño paramétrico se combina con análisis estructurales simplificados de modelos de elementos finitos para desarrollar un proceso de búsqueda de formas robustas y optimizar las geometrías. Para validar este método simplificado se utiliza un modelo de elementos finitos no lineal que simula la deformación paso a paso del panel de plano a deformado. Finalmente, se construye una serie de prototipos a escala 1:4 para verificar la viabilidad de fabricación en condiciones reales y el aspecto resultante del panel acabado.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Plegado curvo; doble curvatura; panel doblemente curvado; optimización mecánica; form finding; modelo de elementos finitos; prototipos; relajación dinámica.

1. INTRODUCTION

Current building façade design practice is transitioning to include specific components for each specific function. This multi-layer approach to opaque envelopes allows for higher performance requirements (mechanical, thermal, acoustic, aesthetic) [1]. The outer cladding, due to its external position,

performs two important roles: an initial barrier against the rain and the principal visible element of the façade [2]. It is common practice to improve the form and aspect of these external elements to guarantee the architectural quality of the façade.

The current study is undertaken in the context of a significant façade project that consists of large doubly-curved panels (6 m x 1.2 m) with a reflective finish. The initial proposed solu-

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / email: alban.berrube@tess.fr (Alban Berrubé).

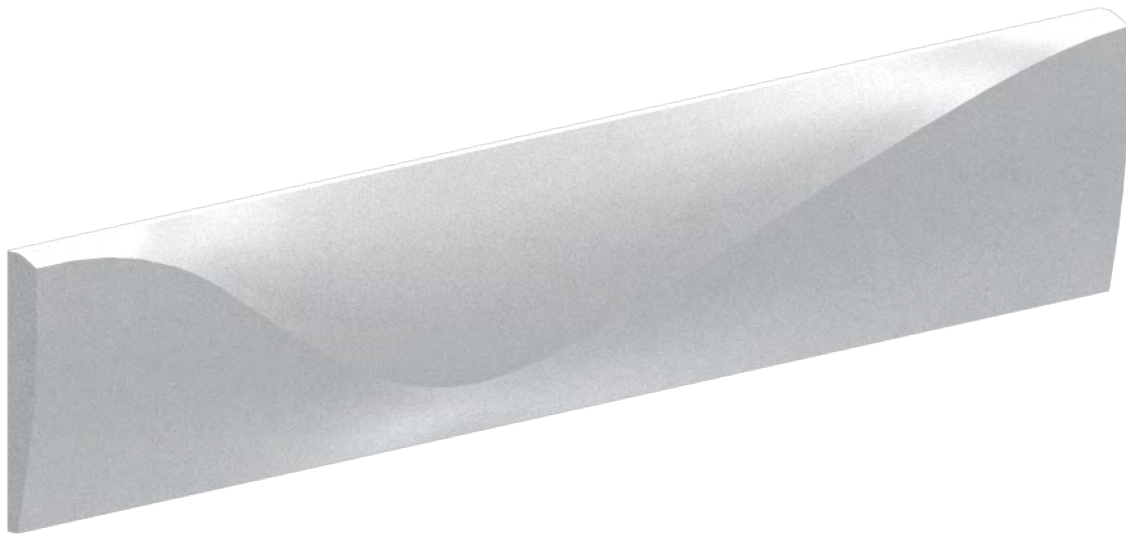


Figure 1. 3D view of the rainscreen panel.

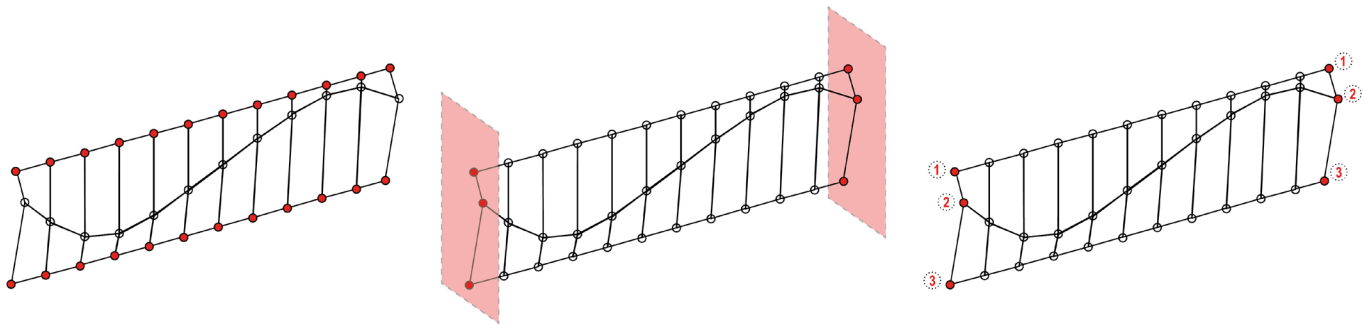


Figure 2. The boundary conditions imposed on the geometry: (Left) The long edges are perfectly straight and parallel. (Middle) The short edges must be included in a vertical plane. (Right) The short edges are symmetrical. 1 and 2 facilitate the assembly of the panels and 3 ensures the visual continuity.

tions incorporated the commonly used procedure of moulded fibre-reinforced concrete (UHPRC / GFRC) or pressed sheet metal. Both methods require the use of heavy and costly machinery that restrict the possible forms to repeatable elements. In this paper, a new method that requires simpler machinery and lighter elements whilst increasing the range of possible panel forms is proposed. This novel fabrication method uses curved folding on standard construction plate elements (metal sheets, composite panels) [3].

In this case the sheet metal is considered as a surface of null thickness with infinite stiffness in its plane. The deformation generated by the curved folding produces a « piece-wise developable surface » with well-known limits on the range of possible forms (from a geometrical point of view) [4] [5] [6]. However, in this article, elastic deformation in the plane [7] [8] is utilised to increase number of possible forms.

The structure of the report is as follows : Section 2 - form-finding using a simplified mechanical analysis ; Section 3 - validation and comparison of these simplified methods to advanced finite element models ; Section 4 - fabrication of a ¼ scale model (1.5m x 0.3m) to validate the design methodology.

2. FORM FINDING

The first step of the design process is to find a form of panel as close as possible to the architectural intention but incorporating the geometrical constraints of the construction method and the mechanical constraints of the fabrication technique. The panel is discretised into a quad mesh wherein each quadrangle is represented by 4 points. The position of these points, limited by the mechanical and geometrical constraints, are used as the parameters for a dynamic relaxation process to find the final form. Grasshopper and 3D Rhinoceros software are used as the interface to implement this method.

2.1. Geometrical constraints

The first constraint applied is to ensure that the final geometry is as close as possible to the initial form proposed by the architects. This constraint is established by minimising the absolute distance between the points of the initial form and that produced by the curved fold method.

Secondly, the boundary conditions of the panel element

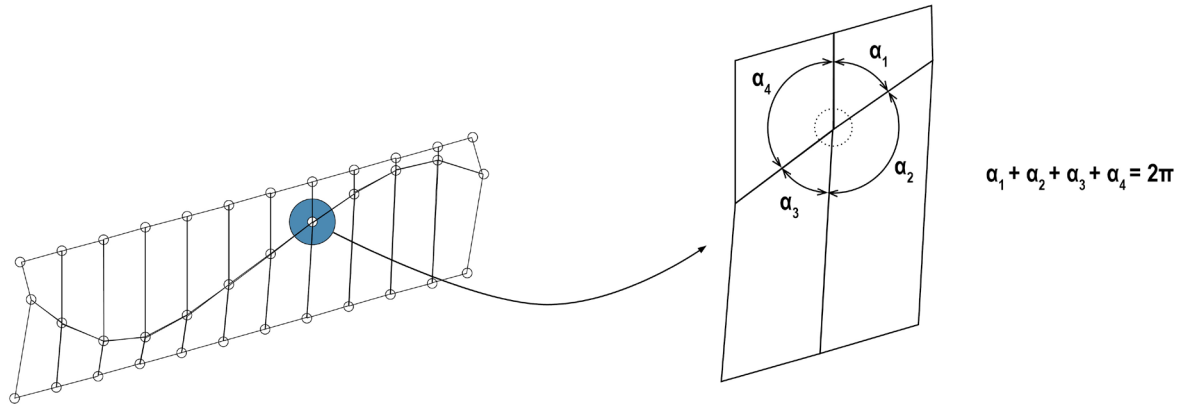


Figure 3. The folding criteria is introduced using the sum of all angles generated by folds converging to a vertex.

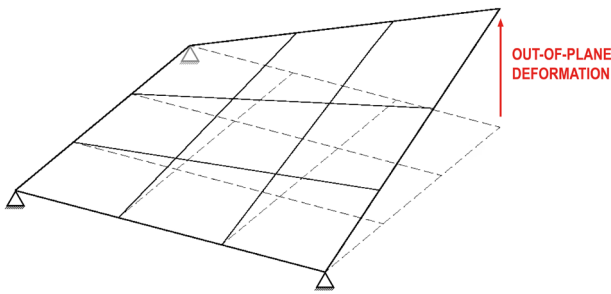


Figure 4. The out-of-plane deformation of each quad elements is minimised (local constraint) to produce a quasi-developable surface (global constraint).

are set. These conditions ensure the alignment of the panels on the façade and the continuity of the curved motif along the façade in order to reduce the deformation of light reflections.

Thirdly, the foldability of the surface is modelled by introducing the constraints that the sum of all angles generated by arcs converging to a vertex in a 3D fold must be equal to 2π .

Finally, the in-plane stresses of the surfaces are minimized in order to produce a quasi-developable surface. As shown in [9] the global developability of the surface can be modelled by the individual planarity of the quad elements.

The geometrical constraints are each pondered by a weighting specific to the importance of the constraint in the

optimisation process. The different weighting applied to each constraint can lead to different solutions. It is necessary for the design team to decide on the balance between the technical constraints and the fidelity to the initial form (these are unfortunately usually in conflict). The weighting chosen is to remain in the elastic domain of the metal whilst staying faithful to the initial architectural form.

2.2. Mechanical constraints using a simplified method

In order to evaluate if the surface remained within the elastic range it is necessary to calculate these surface stresses in real-time. Given the large number of iterations resulting from the dynamic relaxation method, it is impossible to evaluate each form in an external finite element software. The proposed solution involves the pre-processing of the internal stresses in fixed-width quad elements for a range of lengths and out-of-plane displacements before the use of a bi-linear interpolation in real-time.

The interval of quadrangles lengths is varied between 100 and 900mm and the out-of-plane displacement between 3 and 15mm. The plates width corresponds to the width of the mesh quad elements and is fixed at 100mm. The quad elements are modelled as aluminium plates ($E = 70 \text{ GPa}$) with a nominal thickness of 4mm. For each combination of length and displacement a finite element analysis is performed and the maximum Von Mises stress is found and tabulated. These values are used to perform a bi-linear interpolation of the stress values for each quad element in the panel mesh to approximate their

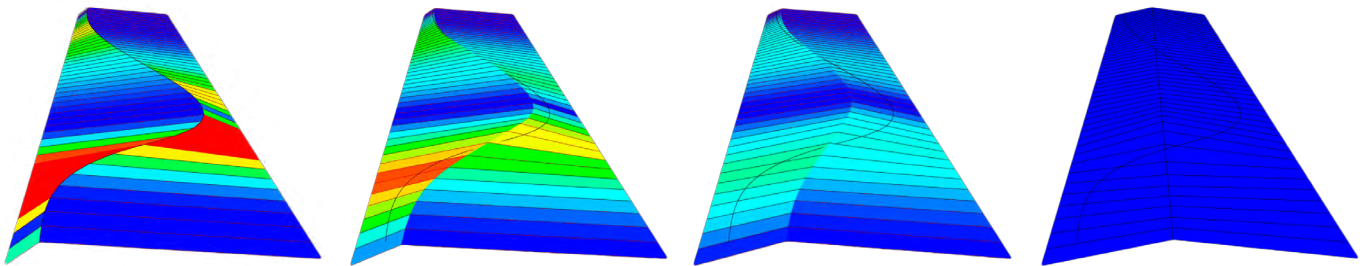


Figure 5. Evolution of the form with a variation in the weighting on the closeness to the initial architectural form (decreasing from left to right). In this instance, the geometry converges to a straight fold.

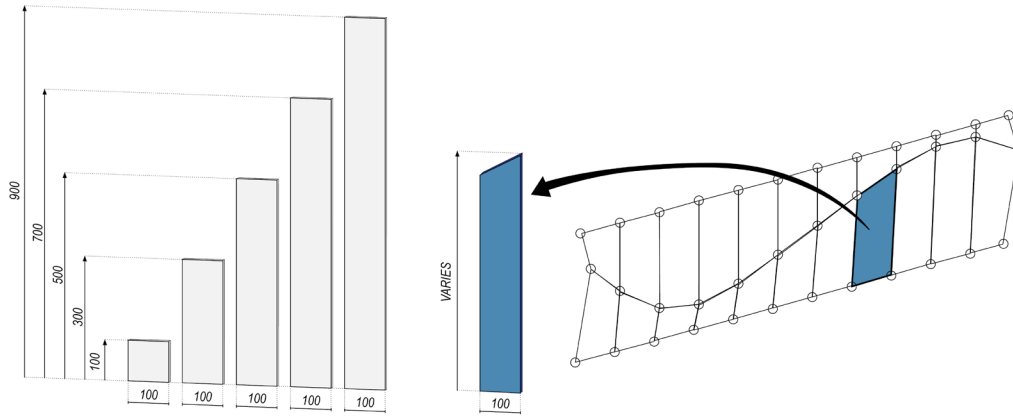


Figure 6. A set of plates is analysed in a FEM to evaluate the local stresses due to various out-of-plane displacements. The maximal stress in each quadrangle is then interpolated from these results.

local stresses. The interpolated values are outputted directly in the visual interface to give real-time feedback of the stress conditions (Figure 11). In effect, the mechanical stress of the plate is deduced from the geometrical warping of the element; by limiting this warping the stresses can be kept within the elastic range.

TABLE 1
Von Mises stresses in the set of plates

Length (mm) / Deformation (mm)	Maximum Von Mises stress [Mpa]				
	100	300	500	700	900
3	51	15	9	6	5
6	130	35	19	13	10
9	237	58	30	20	15
12	362	81	40	27	20
15	494	105	51	34	25

3. MECHANICAL MODELLING OF FORMING AND STABILITY

However, having found an optimised surface that satisfies the geometrical constraints whilst resting in its elastic domain, it

is now necessary to perform a more precise stress calculation on the surface. This calculation is performed using a non-linear finite element software. The curve folded fabrication process is simulated by applying the required 3D deformation to a thin 2D plate and the resulting stress distribution is calculated.

3.1. Definition of the cutting pattern used as the input geometry (unfolded pattern)

The output of the form finding process is the 3D geometry of the deformed panel that best satisfies the applied constraints. It is necessary to derive the form and the folding pattern of the flat plate element that produces this 3D geometry when folded. This pattern is used as precise fold introduced into the finite element model and as the cutting pattern that will be used when machining the scale model. Developable surfaces are characterised by an isometric relationship between their 3D form and their unrolled geometry. However, in this case the double curvature of the panel introduces small in-plane deformations that make the surface not perfectly developable. The generation of the initial flat plate is therefore non-trivial. In order to derive the initial flat plate geometry it is necessary to flatten each twisted quadrangle of the mesh onto a horizontal plane whilst conserving as much as possible their surface area. In addition, the difference in length and rotation of each quadrangle should be minimised to ensure the best isometry relationship between the 3D geometry and its unfolded pattern.

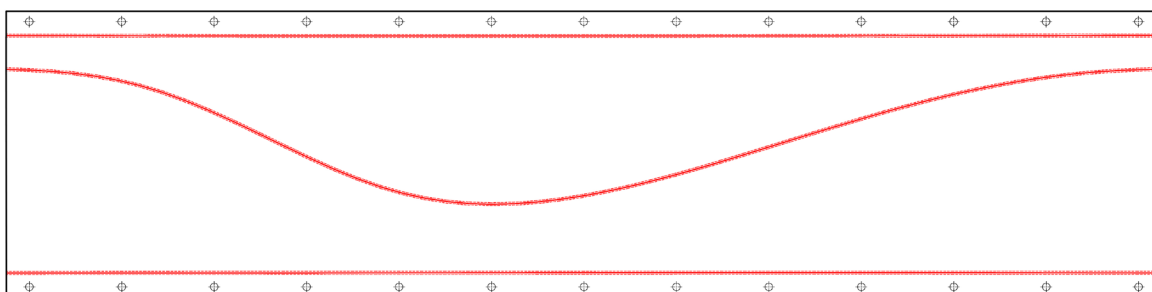


Figure 7. Cutting pattern with folds along the red lines.

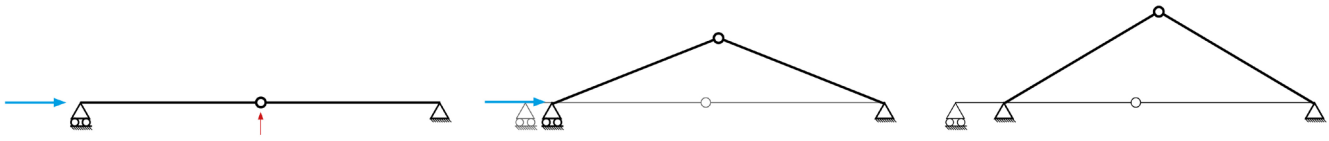


Figure 8. Kinematic of the deformation in the FEM.

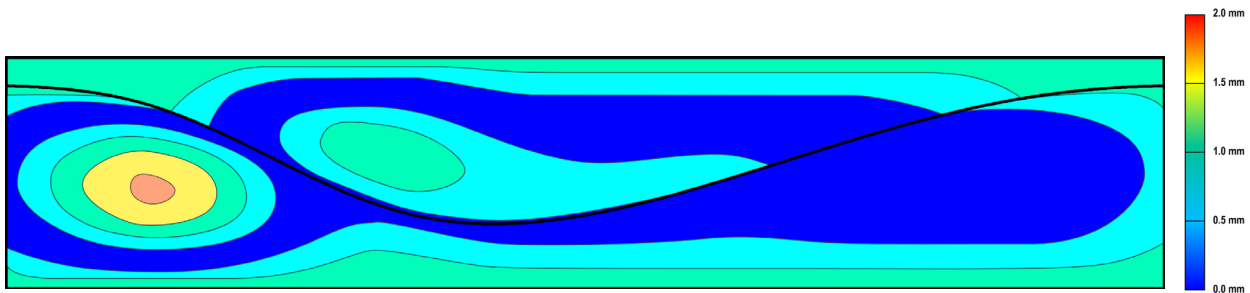


Figure 9. Absolute deviation between the form obtained from the form finding process and the finite element analysis.

3.2. Kinematic of the folding

Now that the flat plate geometry has been obtained it is possible to input this into the finite element model and apply a prescribed displacement along the long edges. This displacement is coupled with a nominal out-of-plane force applied along the curved fold in order to simulate the folding process. The fold is modelled as a plastic hinge while the rest of the panel stays in the elastic domain.

The software used is Straus7 version 2.4.6 and the calculation method is an incremental non-linear geometrical and mechanical analysis. The geometry is modelled as a series of linear quad shell elements. The results obtained from this finite element method can then be used to validate the initial results obtained using the simplified mechanical method. The comparison is performed by using two local surface parameters, the Gaussian curvature and the Von Mises stresses, and one global parameter, the 3D position in space of the surface.

Initially the geometrical differences between the form obtained from the form finding process and the finite element analysis are quantified. The comparison is performed by calculating the absolute deviation of 8 500 points on both surfaces. A mean absolute deviation of 0.67mm and a local maximum of 2.1mm are obtained between both surfaces. This global geometrical comparison is now complemented with an analysis of the local Gaussian curvature. The figures below demonstrate qualitatively the similarity in the Gaussian curvatures obtained in both models. The similarity of geometry and curvatures allows for the finite element model to validate the form obtained using the simplified mechanical approach.

Finally, the Von Mises stresses obtained using both methods are compared. Figure 11 demonstrates quantitatively the similarities between both analysis methods, confirming the pertinence of using the simplified mechanical analysis during the form-finding process.

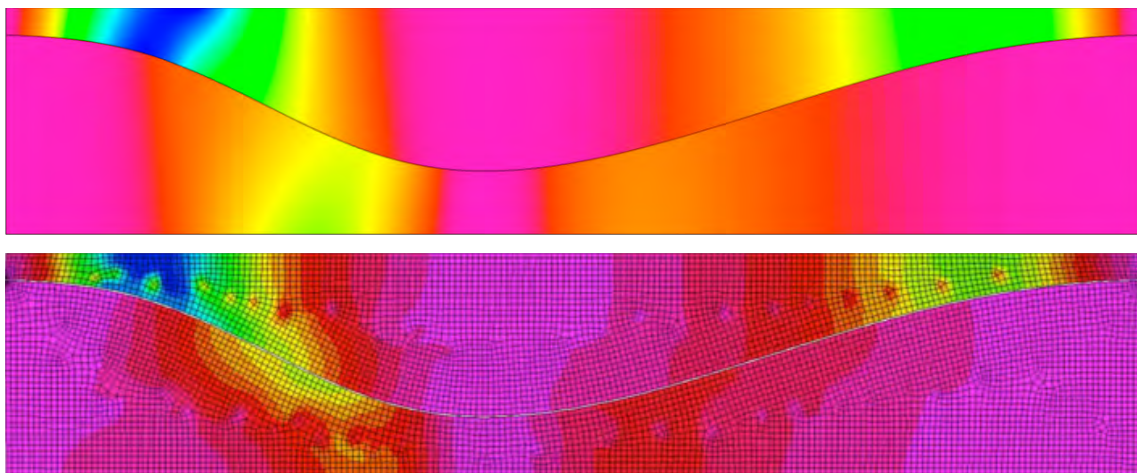


Figure 10. Gaussian curvature of the form obtained from the form finding process (upper figure) and the finite element analysis (lower figure).

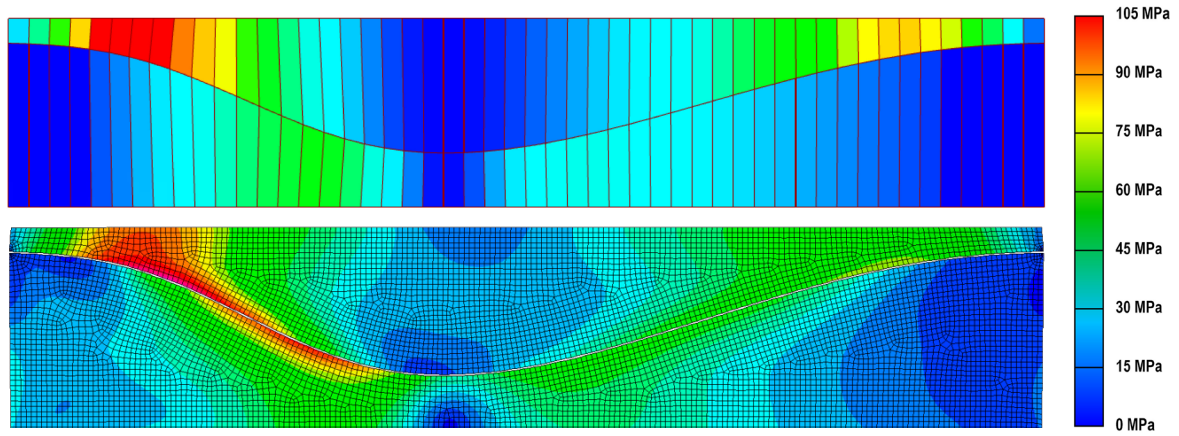


Figure 11. Von Mises stresses calculated with the simplified method (upper figure) and with the FEM (lower figure).

4. PROTOTYPING

The final stage of this project involves the fabrication of a ¼ scale model in order to verify the feasibility of the fabrication process using the curved folding method and to examine the quality and finish of the panel obtained. The prototype was fabricated at the design office using basic hand tools and standard materials. A composite metal panel of 4mm, composed of a polymer core sandwiched between two aluminium sheets of 0.3mm, was used as the initial flat sheet. Three grooves were

machined in the surface of the panel to mark the two straight edges and the curved central fold. A V-groove was carved along these lines at a specific depth to allow the formation of a plastic hinge within the aluminium. The panel was folded and mounted on a fixed wooden frame to keep its final form.

The quality of the surface finish and reflections from the powder coated panel are very satisfying and are coherent with both theoretical models described in this article. The curved image of straight elements formed on the panel, in the photo below, demonstrates the double curvature of the surface.



Figure 12. Machining of the composite sheet to generate both straight and curved folds.



Figure 13. Pictures of the prototype. The finish is very smooth and the reflections highlight the double-curvature of the panel.

5.

CONCLUSION AND FURTHER RESEARCHS

We have demonstrated through the design and fabrication of this prototype the advantages of the curved-folding method; reducing the amount of material and simplifying the fabrication process when compared to traditional methods.

Furthermore, the curve-folding method, in contrast to other technologies, does not degrade the surface of the panel during the deformation process. This allows finishing treatments, such as polishing or specific coatings to be applied to the flat plate before performing the fold. Other fabrication methods, such as metal pressing, introduce surface cracks and other imperfections requiring treatment. The treatment of curved surfaces as opposed to flat surfaces has two important disadvantages; firstly, the range of possible finishing is reduced. Secondly, the methods that can be applied are more laborious and costly, requiring manual labour or 3D machinery.

Finally, it has been demonstrated that by controlling the elasticity of the material it is possible to enlarge the range of possible forms generated while minimizing the energy used to deform the panel. In order to do so, simplified but robust design tools were created.

In order to further validate this design method, it is necessary to quantitatively compare a 1:1 scale prototype with the theoretical models using a precise measurement tool (laser or photogrammetry). This model should also integrate the real thicknesses of the metal sheets and reduce the fabrication imperfections by using CNC cutting tools.

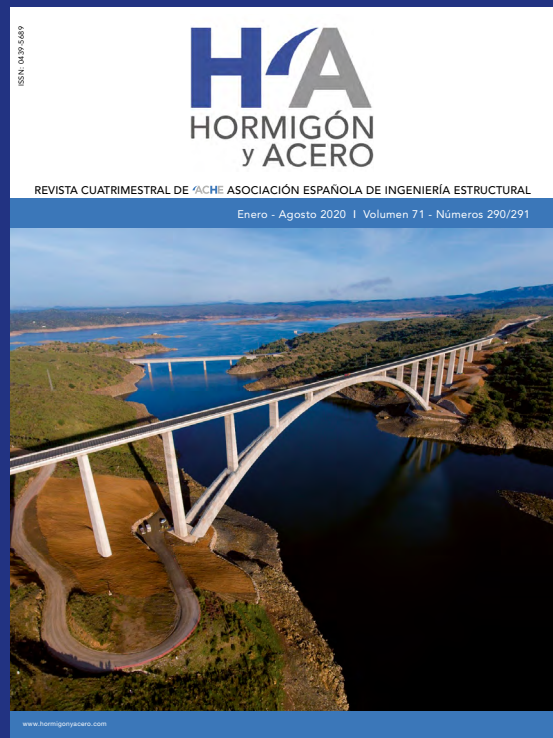
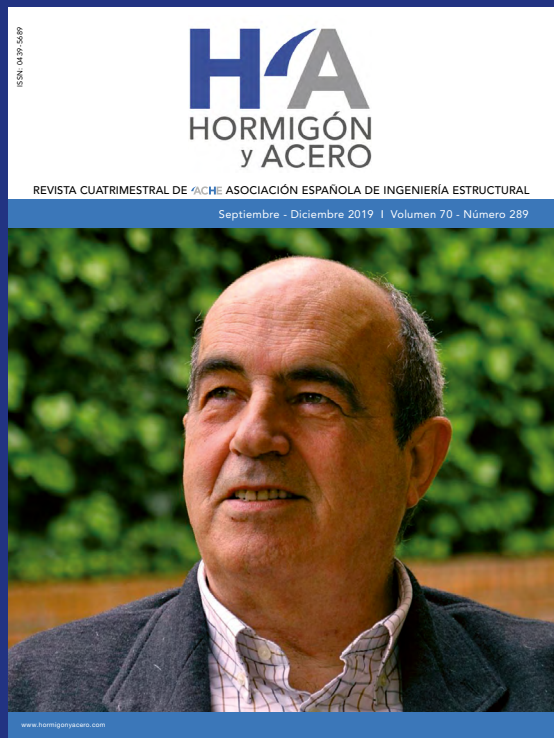
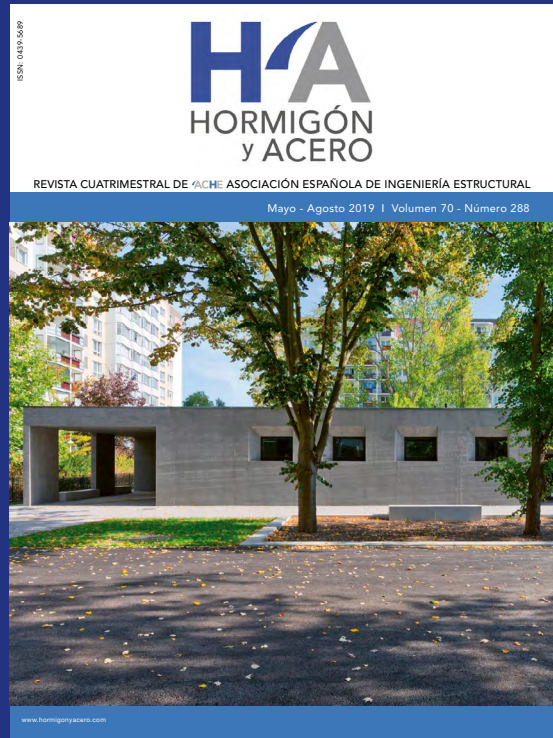
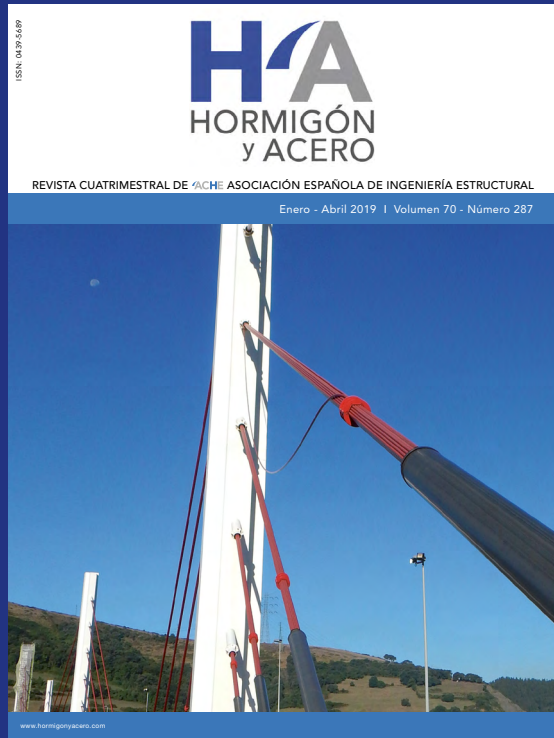
Finally, an analysis of the successive energy states within the panel, both bending and membrane, would allow the precise characteristics of both developability and double curvature of the surface to be derived.

Acknowledgements

The authors are grateful to Tom Gray for helpful discussions. We thank Marketa Furthova, Florian Kobryn and Coralie Clot for their collaboration on this project. We finally thank Jack Suddaby for his dedicated participation to the studies and the redaction of this article.

References

- [1] King, Matt, Hidalgo, Jorge and Leduc, Nicolas. 2017. "Prototypical opaque cladding systems. A multilayer approach". Paper presented at the 12th conference on Advanced Building Skins, Bern, Switzerland, October 2-3.
- [2] Aubry, Simon, Bompas, Philippe, Vaudeville, Bernard, Corvez, Dominique, Lagrange, Thibault, Mazzacane, Patrick and Brizou, Anabelle. 2013. "A UHPFRC cladding challenge: the foundation Louis Vuitton pour la création "Iceberg" ". Paper presented at the 2nd RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete.
- [3] Duncan, James Playford, and Duncan, J. L. 1982. "Folded developables." Proceedings of the Royal Society of London. A. *Mathematical and Physical Sciences* 383(1784), pp. 191-205.
- [4] Demaine, Erik D., Demaine, Martin L. and Koschitz, Duks. 2011. "Reconstructing David Huffman's legacy in curved-crease folding." *Origami*, 5, pp. 39-52.
- [5] Koschitz, Duks. 2016. "Designing with curved creases." *Advances in Architectural Geometry 2016*, pp.82-103.
- [6] Kilian, Martin, Flöry, Simon, Chen, Zhonggui, Mitra, Niloy J., Sheffer, Alla and Pottmann, Helmut. 2008. "Curved folding." In *ACM transactions on graphics (TOG)* (Vol. 27, No. 3, p. 75). ACM.
- [7] Eekhout, Mick and Staaks, Dries. 2004. "Cold deformation of glass." In Proceedings International Symposium on the Application of Architectural Glass.
- [8] Mansfield, E.H. 1955. "The inextensional theory for thin flat plates." *The Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, 8(3), pp. 338-352.
- [9] Pottmann, Helmut, Schiftner, Alexander, Bo, Pengbo, Schmiedhofer, Heinz, Wang, Wenping, Baldassini, Niccolo and Wallner, Johannes. 2008. "Free-form surfaces from single curved panels." In *ACM Transactions on Graphics (TOG)* (Vol. 27, No. 3, p. 76). ACM.



Volume optimization of end-clamped arches *Optimización de volumen para arcos empotrados*

Francesco Trentadue^a, Alessandra Fiore^a, Rita Greco^b, Giuseppe C. Marano^c, Giancarlo De Marco^a, Laura Sardone^a and Nikos D. Lagaros^d

^aPolitecnico di Bari, DICAR, Via Orabona 4, 70125 Bari, Italy.

^bPolitecnico di Bari, DICATECh, Via Orabona 4, 70125 Bari, Italy.

^cPolitecnico di Torino, Corso Duca degli Abruzzi 24, 10129 Torino, Italy.

^dNational Technical University of Athens, Zografou Campus Athens 15780, Greece

Recibido el 30 de septiembre de 2019; aceptado el 14 de septiembre de 2020

This paper has been presented at the International *fib* Symposium on Conceptual Design of Structures held in Madrid in September 2019

ABSTRACT

Even if arch arised as structural system more than two thousand years ago, this structural typology is still not widely diffused and is mainly adopted when large spans have to be covered. The structural efficiency of arches primarily depends on optimal material exploitation, i.e. minimization of internal stress eccentricity that reduces structural material volume and weight. An efficient structure, under these terms, implies simple and light scaffolding, so contributing in minimizing construction costs.

Although very abundant knowledge and literature on arches, there is still scope for design optimization. This study is framed within this context and deals with the structural analysis of end-clamped plane circular arches under uniformly distributed vertical load and self weight. In the first step, the analytical solution of arch static and kinematic behaviour is derived by the force method. In the second step, the arch shape is optimized, by assuming the arch volume, and thus the weight, as objective function. Finally minima of the objective function (i.e. optimal geometric shape parameters) are computed and charted in order to be used for practical purposes.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Arch; static behaviour; force method; optimization; arch volume; objective function.

RESUMEN

Aunque el arco surgió como sistema estructural hace más de dos mil años, esta tipología estructural todavía no está muy difundida y se adopta principalmente cuando hay que cubrir grandes luces. La eficiencia de los arcos depende principalmente de la explotación óptima del material, es decir, de la minimización de la excentricidad del estrés, que reduce el volumen y el peso del material estructural. Una estructura eficiente, en estos términos, implica andamios simples y ligeros, contribuyendo así a minimizar los costes de construcción.

Aunque hay muchos conocimientos y literatura sobre arcos, todavía hay margen para la optimización del diseño. El presente estudio se enmarca en este contexto y se ocupa del análisis estructural de los arcos circulares planos empotrados bajo una carga vertical distribuida uniformemente y un peso propio. En el primer paso, la solución analítica del comportamiento estático y cinemático de los arcos se estudia por el método de la fuerza. En el segundo paso, se optimiza la forma del arco, asumiendo el volumen del arco, y por lo tanto el peso, como función objetiva. Finalmente se calculan los mínimos de la función objetiva (es decir, los parámetros óptimos de la forma geométrica) para poder utilizarlos con fines prácticos.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Arco; comportamiento estático; método de fuerza; optimización; volumen del arco; función objetiva.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: alessandra.fiore@poliba.it (Alessandra Fiore).

1. INTRODUCCIÓN

Arches are inherently efficient structures; they are capable to transfer loads from the superstructure to the foundations [1] with low structural weight. If properly shaped, they become the optimal solution to cross large spans and transfer high loads. Structural efficiency depends on the predominance of centered normal stress [2-4]: in this circumstance smaller cross sections can be used with respect to beams. Contrarily internal stress eccentricity (i.e. large bending moments) or large shear stress should be avoided, leading to uneconomical design, sub-exploitation of building materials and unnecessary self weight [5,6]. Further design economy can be achieved via overall shape and cross section optimization, aimed at satisfying specific objectives and constraints. A key point is in many cases the minimization of structural volume, since arch self weight is the largest component of the vertical load, accounting for about half the total.

Optimization is a key issue for good design. From the data of 55 arch bridges built during the twentieth century reported in [7] several empirical lessons may be learnt. The first one is that (long span) concrete arches consume, per unit length, higher material quantities as compared to (shorter span) post tensioned concrete girder bridges. This is an expected result, at least since arches are curved, whereas beams are not; however, post tensioned concrete girder are not usable on large spans. The second lesson is that, for long span arch bridges, arch self weight is about half the total vertical load.

Both lessons further motivate the search for optimal (less material consuming) solutions. Further, structural optimization is an important design tool for shape selection, also from an architectural view point.

Structural optimization has been common for a long time in mechanical and aeronautical engineering. In civil engineering, it has been progressively adopted more recently, for both buildings and bridges [8-11].

Traditionally, it is since the seventeenth century that firstly Galileo and then Hooke approached the hanged chain problem, but more accurate solutions, published on *Acta Eruditorum*, are due to Bernoulli, Leibniz and Huygens. Since then, this shape has been addressed as optimal solution for compressive arch ribs under directly applied loads, or for suspended cables in tension. Catenary arches show properties of pure compression, without bending moment or shear stress. A chain suspended between two points will form this unique curve, which is routinely used for arches, and sometimes for shells (although this is not fully correct due to bi-dimensional stiffness).

It is worth to remember that Hooke, as reported by Heyman, was the first experimentalist; he introduced the concept of inverted catenary as optimal arch form. Significant support was also given by Gaudi, Otto and Isler during the nineteenth and twentieth century.

A more analytical study was the one from Ramsey that in 1953 at Cambridge derived geometrical configurations of flexible chains and strings, comparable to optimal arch design. More recent studies, carried out by Rozvany and Prager [12] were focused on searching for the optimal volume by minimizing the angle between the parabolic funicular and the vertical axis at support. The prerequisite of zero tensile strength is

a common assumption to demonstrate the parabolic funicular shape, implying the absence of bending moment. It was proved that the parabolic funicular is optimal when tensile stress does not exceed one-third of compressive stress. A numerical approach employing this limiting conditions was presented by Darwich et al [13].

Thanks to a large-scale layout optimization technique developed by Gilbert and Tyas [14], it has been proved that an optimal structural performance can be obtained by adopting truss structures connecting the supports to the end points of a central parabolic section.

Another very recent analytical study about arch configuration is due to Osserman [15]; he specifies in a precise and mathematical fashion the confusion on the Gateway Arch shape in St. Louis.

A challenging view on these results can be found in Tyas et al [16] where it is proved, by numerical evidences, that a parabolic funicular is not necessarily the optimal structural form to carry a uniform load between fixed supports; so an explicit analytical expression for geometry and stress is proposed in order to design suitable truss systems emerging from the supports and thus obtain a global optimization.

A fresh look upon optimization approach is also presented in the study from Vanderplaats and Han [17], where an optimization technique based on an iterative force approximation method is combined with a finite-element technique to obtain a minimum arch volume, by assuming variable cross-section and simply supported or fixed end-constraints.

A very interesting study on moment-less arches is finally proposed by Lewis [18]. In his mathematical model, a prediction on a simply supported arch rib shape is presented. Both arch selfweight and a uniformly distributed load are included in the analysis in order to show which geometry, among parabolic or catenary arch, is the most suitable one. Results show that catenary arch shape produces lower stresses.

2. PROBLEM STATEMENT

2.1. Geometry

A geometrical description of a curved beam can be given through a 1-D solid with a centroid curve Γ and with a cross section A associated at each point of Γ (figure 1 left). It is assumed that the plane of Γ is also a plane of mechanical symmetry. In figure 1 (right) the geometric scheme of the right half

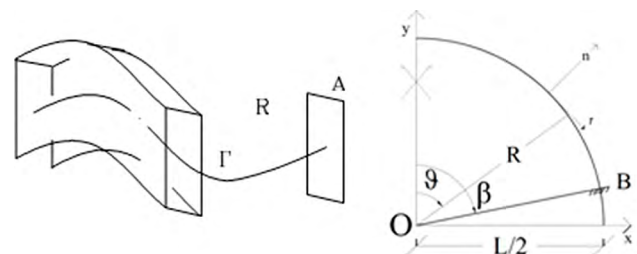


Figure 1. Geometry (left); assumptions (right).

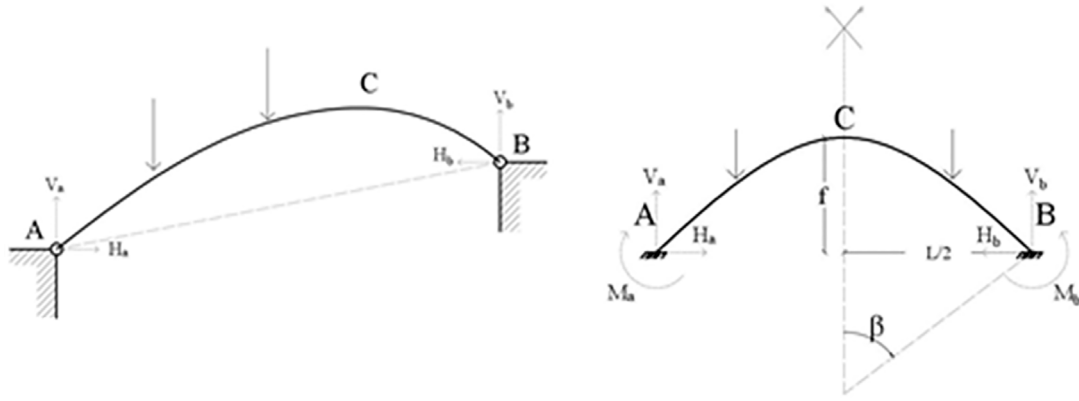


Figure 2. Two-hinged arch (left); clamped arch (right).

of the arch is represented, in which ϑ is the colatitude of the generic section and β the colatitude of the end section.

The following images show two generic problems of curved beams with different boundary conditions and different curvatures. Figure 2 (left) shows an hinged arch, asymmetrically loaded with two external forces in a generic position and with supports at different heights. Figure 2 (right) shows a parabolic symmetrical clamped arch, loaded with two external forces. Our interest will be focused on clamped circular arches, symmetrically loaded.

2.2. Constitutive bond and Kinematics

In this study, we assume that the only non null deformation is the curvature κ , given by:

$$M = EJ\kappa \quad (1)$$

Moreover displacements and deformations are assumed small.

2.3. Loads

The arch is subjected to its self-weight and to a distributed external load for unit horizontal length $q(x)$ (figure 3 left). The arch is made up of a homogeneous material with specific gravity γ . So the tangent (p) τ and normal (p_n) projections of the resultant load are given by:

$$\begin{cases} p_\tau = \left(\frac{q}{2} + \gamma A\right) \sin \vartheta \\ p_n = (q \cos \vartheta - \gamma A) \cos \vartheta \end{cases} \quad (2)$$

The Force method is applied, that in this context assumes a very simple and effective form. In fact hyperstatic unknowns can be determined by solving the internal work integral including in it just the bending component.

The parametric variables inherent the arch geometry are: R , β and λ , the first two expressing the radius and the opening conditions of the semicircle, while the last one is a slenderness parameter. More precisely $\lambda = L/\bar{w}$, where $\bar{w} = W/A$ is the vertical semi-dimension of the section core, equal to the ratio of the section modulus W over the cross section area A .

Also the load ratio $\mu = \gamma A/q$ is introduced, expressing the ratio between the self weight and the uniformly distributed load.

The equilibrium equations, according to the adopted reference system, can be written as:

$$\begin{cases} N'(s) + \frac{T(s)}{R} = -q \left[\mu \sin\left(\frac{s}{R}\right) + \frac{1}{2} \sin\left(\frac{2s}{R}\right) \right] \\ T'(s) - \frac{N(s)}{R} = q \left[\mu \cos\left(\frac{s}{R}\right) + \cos^2\left(\frac{s}{R}\right) \right] \\ M'(s) + T'(s) = 0 \end{cases} \quad (3)$$

with the boundary conditions:

$$\begin{cases} T(0) = 0 \\ N(0) = -H \\ M(\beta) = -X \end{cases} \quad (4)$$

where $s = \vartheta R$, while X and H are the hyperstatic unknowns. The following variable substitution is then applied:

$$R = \frac{L}{2 \sin(\beta)} \quad (5)$$

and the following dimensionless mechanical variables are considered:

$$\begin{cases} n = \frac{N}{qL}; \quad t = \frac{T}{qL}; \quad m = \frac{T}{qL^2}; \\ h = \frac{H}{qL}; \quad x = \frac{X}{qL^2} \end{cases} \quad (6)$$

From Eqs. (3) and (6) the dimensionless internal forces are obtained:

$$\begin{aligned} n(\vartheta, \beta, h) &= -\frac{1}{2} \csc(\beta) \sin(\vartheta) (\mu \vartheta + \sin(\vartheta)) h \cos(\vartheta) \\ t(\vartheta, \beta, h) &= -\frac{1}{2} \csc(\beta) \cos(\vartheta) (\mu \vartheta + \sin(\vartheta)) - h \sin(\vartheta) \\ m(\vartheta, \beta, h, x) &= \frac{1}{8} (\csc^2(\beta) (-2\mu \vartheta \sin(\vartheta) - 2\mu \cos(\vartheta) + \cos^2(\vartheta)) - \cot^2(\beta) + 2 \csc(\beta) (\beta \mu - 2h \cos(\vartheta)) + 2 \cot(\beta) (\mu \csc(\beta) + 2h) - 8x) \end{aligned} \quad (7)$$

Therefore, by means of virtual work theorem, the following kinematic conditions are imposed:

$$\begin{cases} u_x(B)=0 \\ \gamma(B)=0 \end{cases} \quad (8)$$

$$x(B) = -\csc(\beta) \left[\frac{-96\beta^3\mu\sin(\beta) - 36(4\beta^2+1)\mu\cos(\beta) + 8(-3\beta^2-4)\cos(2\beta)}{192(2\beta^2+\beta\sin(2\beta)+2\cos(2\beta)-2)} + \frac{252\beta\mu\sin(\beta) + 12\beta\mu\sin(3\beta)}{192(2\beta^2+\beta\sin(2\beta)+2\cos(2\beta)-2)} \right. \\ \left. + \frac{36\mu\cos(3\beta) - 28\sin(2\beta) + 2\sin(4\beta) + 5\cos(4\beta) + 27}{192(2\beta^2+\beta\sin(2\beta)+2\cos(2\beta)-2)} \right] \quad (9)$$

$$h(\beta) = -\csc(\beta) \left[\frac{-24\beta^2\mu + 12(\beta^2-4)\mu\cos(2\beta) - 42\beta\mu\sin(2\beta)}{24(2\beta^2+\beta\sin(2\beta)+2\cos(2\beta)-2)} + \frac{6\beta\sin(\beta) + 2\beta\sin(3\beta) - 3\cos(\beta) + 3\cos(3\beta) + 48\mu}{24(2\beta^2+\beta\sin(2\beta)+2\cos(2\beta)-2)} \right]$$

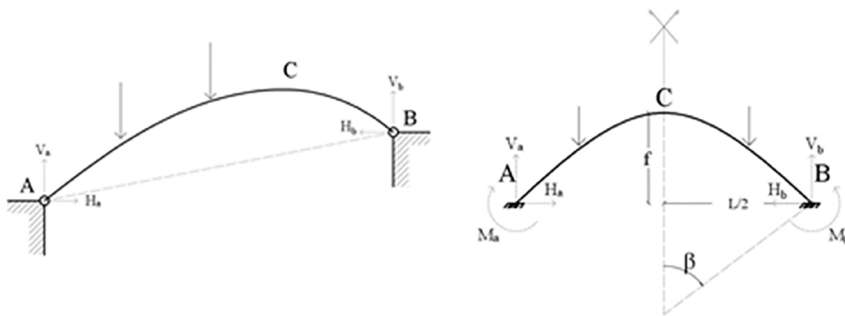


Figure 3. Load configuration (left); principal system for force method (right).

4. OPTIMAL SOLUTION

The arch that minimizes the volume is here determined, assuming the volume representative of the material cost.

The optimal solution is found through suitable considerations on dimensionless bending moment m values at clamped sections.

It is in fact assumed that the maximum stress is attained at the clamped sections. So, in order to solve the optimal problem, the stress at clamped sections under axial-bending condition is set equal to the limit stress. Then the following optimization condition is imposed:

$$\frac{M}{\bar{w}A} - \frac{N}{A} = f_d \quad (10)$$

that in dimensionless form can be rewritten as:

$$-n + \lambda m = \frac{f_d A}{qL} \quad (11)$$

Volume can be finally obtained deriving the cross section A from Eq. (11):

$$V = 2AR\beta = \frac{AL\beta}{\sin\beta} = (-n + \lambda m) \frac{qL^2}{f_d} \frac{\beta}{\sin\beta} \quad (12)$$

where $u_x(B)$ and $\gamma(B)=0$ are the horizontal displacement and the rotation at the end section B . The principal system, statically determined, is shown in figure 3 (right), where also the hyperstatic unknowns X and H are indicated.

The dimensionless hyperstatic unknowns x and h are thus determined by Eqs. (8):

Figure 4 shows the trend of function m versus the colatitude θ and the load ratio π , for $\pi=\beta/6$, restricting the analysis in the ranges $0 < \theta < \beta$; $0 < \beta < \pi/2$, $0 < \mu < 10$. In figure 5 the same graphs are depicted in the plane $m-\theta$.

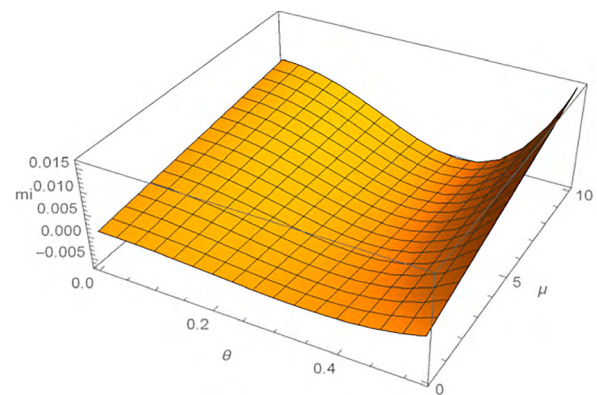


Figure 4. Function m versus θ and μ , for $\beta=\pi/6$: front view (left) and assonometric view (right).

From numerical analysis it emerges that, under our assumptions, the maximum stress is attained at clamped end-section,

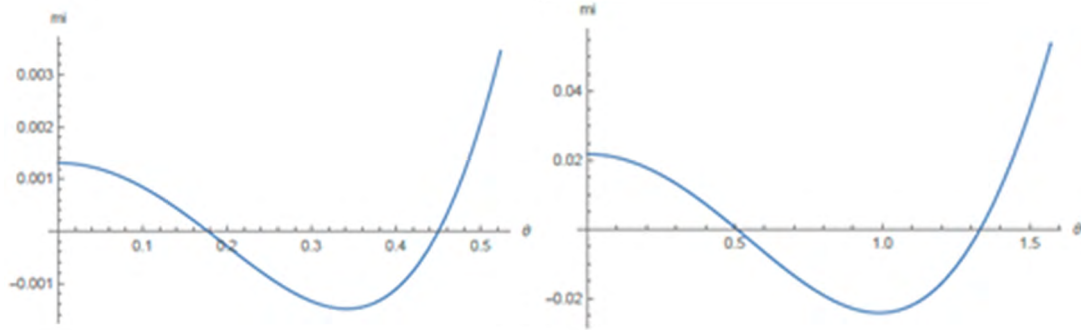


Figure 5. Function m versus θ and μ , for $\beta = \pi/6$ (left) and $\beta = \pi/2$ (right).

as previously supposed, so allowing to assume Eq. (10) as design constraint.

For design purposes, a new variable, the dimensionless span $\eta = L/\bar{h}$, is introduced, expressing the ratio between the arch span L and the height $\bar{h} = f_d/\gamma$ of a column made by the same material of the arch and subjected to its self-weight, in which the prescribed normal stress f_d is attained at the base section.

As above stated, by Eq. (12) it is possible to achieve the minimum arch volume able to carry self weight and applied load, in which the maximum normal stresses at the end-section do not exceed the limit value f_d . A logarithmic graph of the objective function V is shown in figure 6. The minimum point of the surface for each η value is marked by a bold dot and defines the optimal value of the colatitude β . It can be noted that the the objective function V tends to infinite in correspondence of the boundary of the feasible domain.

Finally, we determine the optimal dimensionless rise $\bar{f} \equiv f/L$, where $f/L = (1 - \cos \beta)/(2 \sin \beta)$.

Figure 7 shows the optimal dimensionless rise \bar{f} versus λ , for different values of η . Accordingly the following design procedure can be proposed: fixed the section slenderness \bar{w} , the material properties, λ and f_d , and the span L , first the parameters λ and η are obtained, then the optimal value of the dimensionless rise is determined as $\bar{f}_{opt} = \bar{f}(\lambda, \eta)$. By observing figure 7, it emerges that the optimal values of the dimensionless rise are rather low, leading to drop arches as optimal solutions. In arch bridges the right rise-span proportion often represents a crucial aspect, that may influence the feasibility of the structure. The lower rise-span ratio implies the grater thrust and axial force, making the arch particularly suitable for bearing axial force but also leading to an increasing of the substructure cost. In this framework, the proposed methodology, allowing to calculate the optimal value of the arch rise in function of span, section and material properties, represents an effective tool for the preliminary design of arch bridges. In particular, due to the mechanical and geometrical hypotheses at the base of the method, it is mainly suitable for the design of steel arch bridges [19].

5 CONCLUSIONS

In the present study an analytical solution for the optimal shape of a plane end-clamped arch subjected to its self weight and to a uniformly distributed vertical load has been presented. The arch

volume, representative of the material cost, has been set as objective function. Optimal solutions have been derived by assuming that the normal stress reaches its maximum absolute value at the clamped end sections. Some simple rules for predesign and sensitivity scopes have finally been proposed in a dimensionless form.

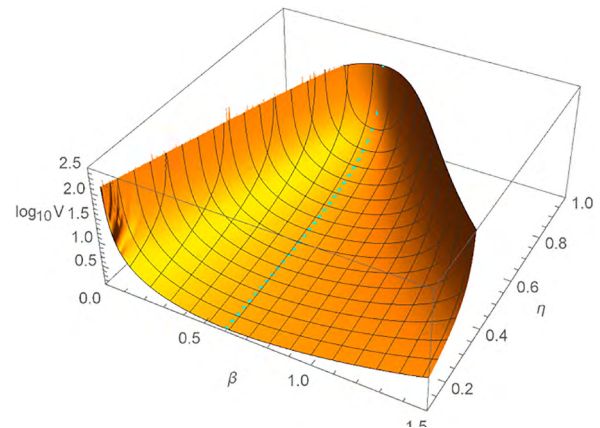


Figure 6. Objective function V versus β and η .

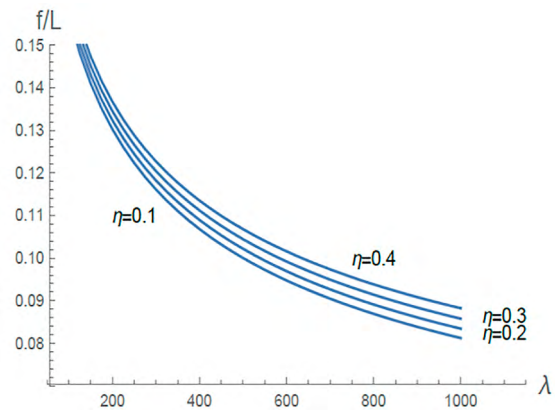


Figure 7. Optimal dimensionless rise \bar{f}_{opt} versus λ for different values of η .

Acknowledgements

This work is framed within the research project "Optimization Driven Architectural Design of Structures (OptArch) - 689983, H2020-MSCA-RISE-2015".

References

- [1] Wilson, A., 2005. *Practical Design of Concrete Shell*. Monolithic Dome Institute, Texas. International fib Symposium on Conceptual Design of Structures 8 Inspirations
- [2] Allen, E. and Zalewski, W., 2009. *Form and Forces: Designing efficient, expressive structures*. Wiley.
- [3] Marano, G.C., Trentadue, F. and Petrone, F., 2014. "Optimal arch shape solution under static vertical loads". *Acta Mechanica* 225(3): 679-686.
- [4] Wang, C.Y., and Wang, C.M., 2015. "Closed-form solutions for funicular cables and arches". *Acta Mechanica* 226.5: 1641.
- [5] Gohnert, M., Fitchett, A., Bulovic, I. and Bhikhoo, N., 2013. "Structurally efficient housing using natural forms". *J of the SAICE* 55(3): 96-102.
- [6] Billington, D.P., 1982. *Thin Shell Concrete Structures*. McGraw-Hill, New York.
- [7] Salonga, J., and Gauvreau, P., 2014. "Comparative Study of the Proportions, Form, and Efficiency of Concrete Arch Bridges". *Journal of Bridge Engineering* 19(3): 4013010.
- [8] Trentadue, F., Marano, G.C., Vanzi, I. and Breseghella, B., 2018. "Optimal arches shape for single-point-supported deck bridges". *Acta Mechanica* 229: 2291-2297.
- [9] Fiore, A., Marano, G.C., Greco, R., Mastromarino, E., 2016. "Structural optimization of hollow-section steel trusses by differential evolution algorithm". *International Journal of Steel Structures* 16 (2): 411-423.
- [10] Zordan, T., Briseghella, B., Mazzarolo, E., 2010. "Bridge Structural Optimization Through Step-By-Step Evolutionary Process". *Structural Engineering International (SEI)* 20(1): 72-78.
- [11] Greco, R., Marano, G.C., Fiore, A. 2016. "Performance-cost optimization of Tuned Mass Damper under low-moderate seismic actions". *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 25 (18): 1103-1122.
- [12] Rozvany, G.I.N., Prager, W., 1979. "A new class of structural optimization problems: Optimal archgrids". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 19(1): 127-150.
- [13] Darwich, W., Gilbert, M., Tyas, A., 2010. "Optimum structure to carry a uniform load between pinned supports." *Structural and Multidisciplinary Optimization* 42(1): 33-42.
- [14] Gilbert, M., Tyas, A., 2003. "Layout optimization of large-scale pin-jointed frames". *Engineering Computations* 20(8): 1044-1064.
- [15] Osserman, R., 2010. "How the Gateway Arch Got its Shape". *Nexus Network Journal* 12: 167-189 .
- [16] Tyas, A., Pichugin, A.V. and Gilbert, M. 2011. "Optimum structure to carry a uniform load between pinned supports: exact analytical solution". *Proc. R. Soc. A* 467: 1101-1120.
- [17] Vanderplaats, G.N., Han, S.H., 1990. "Arch shape optimization using force approximation methods". *Structural optimization* 2(4): 193-201.
- [18] Lewis, W.J. 2016. "Mathematical model of a moment-less arch". *Proc. R. Soc. A* 472: 20160019.
- [19] Lu, Z., Ge, H., Usami, T., 2004. "Applicability of pushover analysis-based seismic performance evaluation procedure for steel arch bridges". *Engineering Structures* 26: 1957-1977.

Future Ready case studies: conceptual designs facing new global challenges

Casos de estudio de "Future Ready": Diseño conceptual afrontando los nuevos retos globales

Lara Rueda Díaz-Portales^a, Carlos Rueda Bueno^a, Mungo Stacy^a

^aWSP, 8 First street, Manchester (M15 4RP), United Kingdom

Recibido el 22 de octubre; aceptado el 14 de septiembre de 2020

This paper has been presented at the International *fib* Symposium on Conceptual Design of Structures held in Madrid in September 2019

ABSTRACT

Future Ready is a framework developed by WSP to help our designs respond to the rapidly changing world. Future Ready helps our projects to be ready for new global challenges by engaging clients and inspiring designs for the future. By understanding future trends and technologies, it can improve project outcomes through good conceptual design. We present three case studies to explain how we consider future trends, the process followed and the benefits of the Future Ready approach.

The Waterloo Bridge project responded to trends in technology by adjusting the project scope to trial advanced satellite monitoring techniques applied to bridge movements.

In light of trends for healthy transport, the conceptual design of Bromley Heath viaduct refurbishment enhanced the use of an existing structure for non-motorised users.

The solution developed for Hammersmith Flyover considered trends in resources and novel materials by deploying Ultra High Performance Concrete on a high profile application.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Conceptual design; creativity; inspiration; symposium; future; future trends.

RESUMEN

"Future Ready" es un marco desarrollado por WSP para ayudar a nuestros diseños en este mundo cambiante. "Future Ready" prepara nuestros proyectos para los nuevos retos globales, involucrando a los clientes e inspirando diseños para el futuro. Al comprender las tendencias y tecnologías futuras, puede mejorar los resultados de los proyectos a través de un buen diseño conceptual. Presentamos tres casos de estudio para explicar cómo consideramos las tendencias futuras, el proceso seguido y los beneficios del enfoque de "Future Ready".

El proyecto del puente de Waterloo respondió a las tendencias de la tecnología ajustando el alcance del proyecto para probar técnicas avanzadas de monitorización por satélite aplicadas a los movimientos del puente.

A la luz de las tendencias para un transporte saludable, el diseño conceptual de la renovación del viaducto de Bromley Heath mejoró el uso de una estructura existente para usuarios no motorizados.

La solución desarrollada para el paso elevado de Hammersmith tuvo en cuenta las tendencias en materia de recursos y los nuevos criterios de compatibilidad al utilizar hormigón de ultra alto rendimiento.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Diseño conceptual, creatividad, inspiración, simposio, futuro, tendencias futuras.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: rueda.lc@gmail.com (Lara Rueda Díaz-Portales).

1. INTRODUCTION

The world is facing rapid change. Technology continues to develop at an apparently accelerating rate [1] as illustrated by the oft-quoted Moore's law [2]. The impact of climate change and the need for an effective and progressive response has been recognised internationally in the Paris Agreement [3]. Some resources are becoming scarce and there are moves towards reducing waste and adopting a circular economy [4]. Society continues to adapt and change, with trends such as rapid urbanisation [5] and globalisation [6].

In response to such changes, a need emerges in the design and maintenance of our infrastructure. As engineers, we need to understand the demands, now and in the future, on our infrastructure and provide appropriate solutions. To address the future needs, we have the challenge to become more creative and innovative in how we consider and provide better outcomes from our work. Although creativity can be perceived to be something that is innate, either present or not, some studies suggest that creativity can be encouraged and developed. Various design methods and aides have been proposed to stimulate creativity, including design thinking [7], lateral thinking [8] and TRIZ [9]. Similarly, procedural methods have been proposed to help capture and manage innovation, such as an 'innovation funnel' that seeks to allow idea generation, capture and filter ideas, and develop the most promising [10].

Patterns of divergent and convergent thinking are seen as instrumental in encouraging creativity and thence innovation [11]: divergent thinking is about generating original ideas, expanding the conceptual space through synthesis; whilst convergent thinking is about logically evaluating and finding the best solution from within the range of solutions, a process of analysis to explore the conceptual space [12]. To quote Nobel Prize winner Linus Pauling, « The best way to have a good idea is to have a lot of ideas ».

Civil engineering design relies extensively on codes and standards to provide verification of adequacy, given that it is usually impractical to try out prototypes at full scale. Standards can inhibit innovation, since they codify practice that can become obsolete [13] and are time-consuming to update. Designers can rely on experience, heuristics and a knowledge of what has worked before; knowledge re-use from previous projects [14] is particularly useful when time and fees are tight. However, reliance on standards and experience tends to produce backwards-looking solutions rather than necessarily addressing future needs.

Design is typically viewed as proceeding in distinct stages, such as clarification of design task, conceptual design and detailed design [15]. The opportunity to generate value tends to be higher in the earlier design stages when there is greater opportunity to influence the solution [16]. Conceptual design However, the opportunity to influence the first stage should not be overlooked, to ensure that the overall project brief has the optimum objectives; some sources suggest that the project definition phase is often undertaken poorly for construction projects [17].

Future Ready provides a view of the future themes that could affect infrastructure. It helps promote a wider view than can be achieved simply by referring to past practice, thus en-

couraging divergent thinking that can inspire innovative solutions. It can apply at the different stages of a project, in order to achieve better outcomes from a project.

2. THE FUTURE READY FRAMEWORK

Future Ready is a framework developed by WSP to help our designs respond to the rapidly changing world. It requires our engineers to consider future trends, challenge the means and ends, in order to deliver better outcomes. Through Future Ready, our aim is that our projects are fit for the future as well as today.

At the heart of Future Ready is a constructive challenge of means and ends: of project objectives and delivery. This comprises three main aspects: 1) discussion of objectives and scope with a client; 2) refinement of the conceptual design; 3) review of solutions to realise the concept. These three aspects are illustrated by the three case studies in this paper.

Future Ready draws on the philosophy of divergent thinking. It aims to promote a wider consideration of the possible solution space, by forcing consideration of issues that may not naturally have come to mind. In line with the philosophy of divergent thinking and the innovation funnel, having a wider range of solutions to choose from can help find solutions that may not initially have been considered from a narrower range of ideas stemming from past practice. As such, Future Ready is strongly linked to innovation and idea stimulation and can help to inspire innovative ways of responding to the future trends.

Future Ready can open a way of communicating about project objectives with the client. As noted in the literature, the project definition phase can be poorly defined for construction projects. Sometimes, achieving a better outcome can require exploration and development of the project objectives, and the project brief may have to be developed. Clearly this has to be done jointly and with the agreement of the client.

3. APPLICATION OF FUTURE READY

WSP uses a structured approach to apply Future Ready to projects. The approach includes: research into future trends; staff awareness; tools to apply to projects; and culture change within the organisation.

Our research aims to develop a view of what the future looks like in relation to our projects. Globally, we have classified the trends into four key theme areas: climate change, resources, society and technology. Each of these is further subdivided in trends; a selection is shown in figure 1, although the full list is wider. We have developed statements of what these trends entail, best on the published data, and how we envisage these trends will apply to civil engineering projects. In some cases, such as climate change, there are widely accepted albeit uncertain predictions about changes. For other areas, such as technology, the trends tend to be more vaguely defined.

Staff awareness is key to our Future Ready approach. We aim to provide each person with a clear and consistent view of

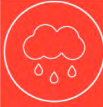
















CLIMATE CHANGE		RESOURCES		SOCIETY		TECHNOLOGY	
 PEAK RAINFALL	 SEA LEVELS	 WASTE	 ELECTRICITY	 SECURITY	 POPULATION	 TRAVELLING LESS	 ELECTRIC DOMINATED
 WATER TABLE	 SUMMERS	 BIODIVERSITY LOSS		 MORE LONELY	 MORE HEALTHY	 FLEXIBILITY	 MATERIALS
				 OBESITY		 SELF DRIVING	

Figure 1. Future Ready themes and selected trends.

what we believe their future world could look like, specific to their country and relevant to their discipline. We engage staff with office presentations, webinars and by providing guidance material.

Application of Future Ready to projects is aided by a set of tools. We provide a checklist which lists the trends and gives examples of how they could apply to our projects. We encourage Future Ready to be discussed as part of initiation workshops with clients. Upon completion of projects, we encourage staff to undertake a retrospective review, to capture lessons learned, topics that can be fed back to the checklist, or projects that could be developed as case studies for the Future Ready approach.

Finally, we aim to embed Future Ready thinking as part of the culture of our organisation. To this end, we have appointed team champions. We engage staff through monthly Future Ready Innovation Labs, that explore a particular question, for example, considering a future of more intense rainfall or a future of loneliness and how this can be addressed through urban design. Future Ready becomes part of our day-to-day business and part of our offering to clients.

We present three case studies to explain how we consider future trends, the process followed and the benefits of the Future Ready approach. The case studies, of Waterloo Bridge, Bromley Heath Viaduct and Hammersmith Flyover, illustrate how Future Ready applies at three of the project lifecycle stages: 1) discussion of objectives and scope with a client; 2) refinement of the conceptual design; 3) review of solutions to realise the concept.

4. WATERLOO BRIDGE

The first case study, about Waterloo Bridge, illustrates how Future Ready was used during the project definition stage in the discussion of project objectives and scope with a client. The bridge, over the River Thames in London, was suffering from failure of some of its bearings. Work was required to understand the bridge movements under thermal and other loading.

Future Ready thinking was used to refine the scope of the project, and include a trial of a novel satellite sensing technology with potentially wider applications.

4.1. Project background

Waterloo Bridge is a concrete road bridge carrying the A301 across the River Thames in London. Some of the bridge's abutment bearings had failed despite being installed relatively recently. WSP were asked to provide advice to client Westminster City Council on the management and future remedial works for the structure.

The bridge had a complex articulation system from its original construction, and it was thought that the bearing failures were due to a failure to properly understand the bridge movements. The first stage of the project was therefore envisaged to be a monitoring regime to allow a better understanding of the bridge's true behaviour and to identify the reasons for the bearing failures. The second stage of the project would be the development of the remedial solution, in particular, considering whether the structure's articulation should remain as originally designed or be adjusted based on the measurements of actual behaviour.

4.2. Application of Future Ready

One of the Future Ready trends is climate change. It is anticipated that climate change will lead to increases in extreme temperatures and increases in temperature variations. These effects may need to be taken into account during the second stage of the project to determine the remedial measures; but during the first stage of the project the issue of determining the cause of the bearing problems is thought to be due to the structure not behaving as originally modelled, which is independent of climate change effects.

Our Future Ready trends also include technology developments, and for civil engineering projects, developments in sensing technology is a key trend. We therefore saw an opportunity to use this project not just to gather information about Waterloo Bridge, but also to serve as a trial for novel sensing technology that could have wider benefits in the future.

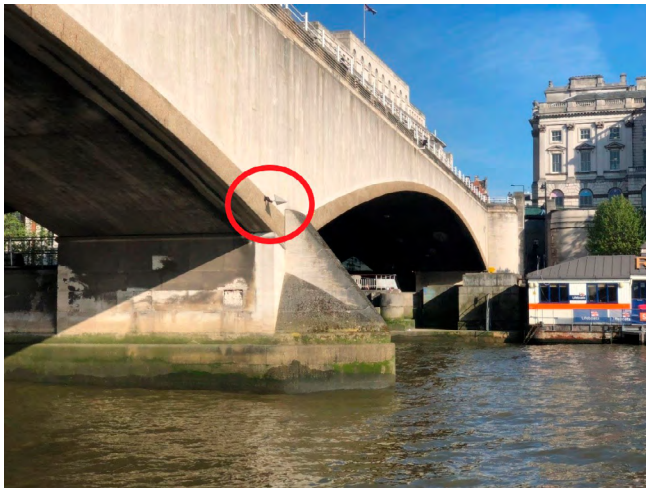


Figure 2. Aluminum reflector installed on one of the Waterloo bridge piers.

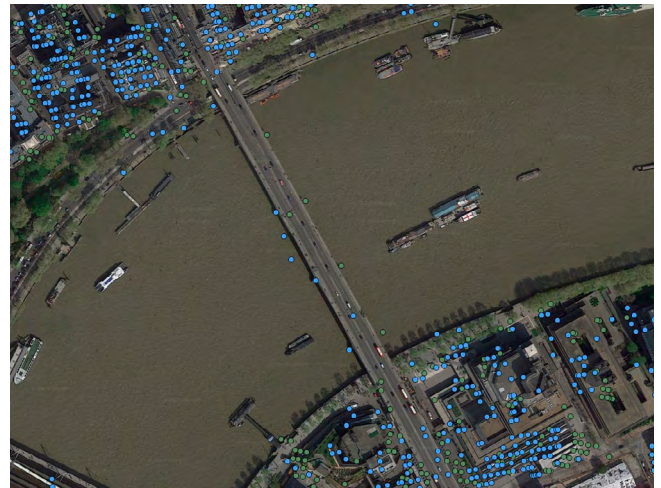


Figure 3. Satellite monitoring data points; green points on the bridge correspond to the corner reflectors.

We therefore proposed and agreed with the client to amend the scope of the project and use two sensing systems on the bridge. The first system was a conventional monitoring set-up using traditional survey stations to take measurements of the movements of certain defined points on the bridge. Shade air temperatures were also logged. In parallel, a second novel system was trialled using data from satellite monitoring.

Under the Future Ready approach, we designed a new system based on the use of the satellite data from the European Space Agency's TerraSAR satellites. It was incorporated with the cooperation of a Cambridge University PhD research project. With this system, imagery is collected each time the satellite passes overhead. Then, by identifying changes between images taken at different times it is possible to determine movements. Corner reflectors fitted to the structure allowed calibration of the points measured using the conventional system, against the same points observed using the satellite data ; see figures 2 and 3.

4.3. Benefits of our Future Ready approach

Our Future Ready approach supported the client's primary objective of safely maintaining this piece of historic infrastructure for future generations to use with an unobtrusive solution whilst supporting the development of novel sensing technology. This project allowed us to validate leading-edge satellite monitoring techniques against more conventional monitoring techniques. Although the research work is still ongoing, it has proven the potential use of this technique for bridge monitoring. Through understanding the future trend, we are able to challenge the objective of the project and achieve a better outcome.

In the future, one potential benefit of satellite technology is that there is no need to install anything on the structure or even to deploy people and equipment to the structure to undertake the monitoring. By the same argument, historic satellite imagery can be retrospectively processed, making this system capable of studying the variation of movements before the system was incorporated. This brings the opportunity of making use of a huge volume of data or the potential for displacement monitoring of assets over large geographical areas at lower cost.

5. BROMLEY HEATH VIADUCT

The second case study, about Bromley Heath viaduct, illustrates how Future Ready was used during the development of the concept design. The viaduct was too narrow for current needs, particularly for non-motorised users such as pedestrians and cyclists. The project aimed to adapt the viaduct for changes in its use whilst designing out future maintenance. Future Ready thinking was used to refine the conceptual design in response to the overall project objectives.

5.1. Project background

Bromley Heath Viaduct forms a key element of Bristol's strategic road network in South West England. It carries over 55,000 vehicles and 500 cyclists a day. Built in the 1960s, it is a 100m long concrete viaduct.

WSP were commissioned by the asset owner, South Gloucestershire Council to design refurbishment and improvement works for the viaduct. The scheme was envisaged to include a combination of essential, planned and preventative maintenance alongside aspirational improvements using both traditional and innovative concepts.

The key objectives of this project were to provide a wider and safer footway for use by non-motorised users. The viaduct was on a popular route for pedestrians and cyclists but had inadequate provisions for sustainable travel. The existing 2m wide footway was unsuitable for the flow of cyclists wishing to use it and was thought to be deterring potential users.

5.2. Application of Future Ready

One of the Future Ready trends, that of changes in society, includes the trend towards people changing their travel choices. In Western Europe, there are concerns about increasing rates of obesity and encouragement for people to become more active in order to lead healthier lives. Alternatives to the car, such as walking and cycling, contribute to this goal and also can help to reduce pollution in urban areas. This trend was already



Figure 4. Bromley Heath Viaduct's widening.

ady encapsulated in the objectives of the project, to provide a wider footpath on the structure. This trend is linked to other, wider, societal trends, including higher quality living and better connectivity; a key aspect of transportation and transport routes in future will be to think about new ways for transport to help improve the quality of life of people in the city or area.

Another Future Ready trend is that of resources, including minimising waste. As usual during the conceptual design stage, potential alternatives were explored. Options for both a new bridge adjacent to the existing one and for widening the existing viaduct were explored. The option to widen the existing viaduct using a cantilever attachment used less resources than the option for a new adjacent bridge; this approach also had the benefit of a more economic capital cost, indicating a link between more sustainable resource use and economy of cost. After giving due consideration to the site constraints as well as Future Ready trends, the preferred design solution was that of widening the existing footpath and segregating pedestrians and cyclists from the main carriageway, as shown in [figure 4](#).

The Future Ready Society theme also includes a trend towards an increasing usage of our infrastructure, through increasing traffic flows, and also towards a demand for increased availability and reduced time out-of-service. The design considered the road closures that would be needed both to undertake the works and for future maintenance requirements. A number of works were incorporated to help minimise future maintenance needs: for example, permanent jacking plinths and a bearing inspection gallery, not provided during the original construction, were designed and installed. Although these additional elements were challenging to design and construct, they will provide a significant programme, cost and waste savings during future bearing inspections and maintenance whilst also reducing health and safety risks.

Returning to the Resources theme, our Future Ready approach suggests that it can be advantageous to include adaptability in our designs, to help avoid future waste if and when a structure is repurposed in future. The design included spare service ducts in the deck to provide the potential for future technologies to be installed. Adaptability during the temporary construction case was also considered. The design

gave the contractor flexibility to avoid existing reinforcement during construction by specifying a zone for strengthening bars, rather than specifying only a single location.

5.3. Benefits of our Future Ready approach

Future Ready thinking has delivered project outcomes that encourage healthy transport trends. The new widened footpath/cycleway created a safer and more comfortable environment, encouraging people to use healthy travel options. This resulted in an increase in people making active travel choices following the project, according to a survey of local workplaces.

Considering Future Ready trends, thinking about reducing waste and re-purposing existing infrastructure helped steer the design preference towards adapting and extending the life of the existing structure. We considered future demands on the transport infrastructure and included works to minimise future maintenance needs including reducing the need for future road closures.

6. HAMMERSMITH FLYOVER

The third and final case study, about Hammersmith Flyover, shows how Future Ready was used to review and refine the design solution used to realise the concept. The flyover required strengthening works due to loss of section of post-tensioned tendons, but there were many technical challenges in realising the strengthening given the constraints around the viaduct. Future Ready thinking helped identify a solution to achieve the desired strengthening outcome within the constraints, by making a novel application of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete which had not previously been used in such a situation.

6.1. Project background

Hammersmith Flyover is a key artery in western London, carrying the A4, the main route for vehicles into and out of the city centre. It has 16 spans, with 630 meters long concrete precast segmental bridge was an innovative concrete structure when opened in 1961. In 1999, detailed inspections highlighted corrosion of existing prestressing tendons that could compromise the structural integrity of the structure. In 2006, acoustic monitoring was installed to assess the deterioration of the tendons. In December 2011, 6 months before the 2012 Olympic Games, additional analysis revealed an immediate structural risk and the flyover was closed to all traffic, causing severe traffic disruptions.

The challenges given by the client, Transport for London (TfL) were easy to express but hard to achieve: make the existing post tensioning system redundant, maintain existing headroom and maintain traffic on the deck at all times. The structure should be brought as much as possible in line with Eurocode design rules, with the constraint of having the best locations for tendons already occupied by the existing cables.

The design was carried out by a partnership between Ramboll and Parsons Brinckerhoff (now WSP). The develop-



Figure 5. Replacement post-tensioning system on Hammersmith Flyover showing the external “short” tendons anchored by UHPFRC blisters.

ment of the design benefited of the cooperation between all the stakeholders by a contractual system involving the main contractor Costain, and its specialist sub-contractor Freyssinet early in the design process. The background to the project and the solution adopted are described fully in [18].

6.2. Application of Future Ready

The repairs were done in two phases: a partial emergency repair first and then complete replacement of the post-tensioning system. It was in this second phase where Future Ready thinking was most significant. The project was a classic case of the constraints and challenges stimulating the need for a creative and innovative solution.

Under the trend of Resources, Future Ready considers novel and innovative materials. Such materials can offer significant advantages in strength, size or performance. However, where they are not covered by existing codes and standards, then it can take additional effort to promote and justify the use of the material.

The overall concept for the strengthening solution was to install a completely new post-tensioning system that rendered the old post-tensioning redundant. However, because this had not ever been envisaged in the original construction, there were no ideal places to install the new tendons and associated anchorages. The new post tensioning system was proposed to comprise two families of tendons: “short” cables, exterior and anchored on Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) blisters (see figure 5) and “long” cables using large units and placed inside central cells.

The material proposed to form the external blisters was UHPFRC. This material has desirable properties from which benefits can be derived in conceptual design : in this case, its

high strength allowed the blisters to be made small enough to maintain the required headroom over the road, and allow them to be precast to aid construction. However, UHPFRC is currently considered a novel material in the UK as shown in [19]. Because of its novelty, the use of UHPFRC introduced risks into the project. The absence of national and international standards and guidance, lack of precedent experience amongst designers and contractors, and the absence of satisfactory prior use regarding technical approval, made it harder to deploy.

Hence, Future Ready thinking was beneficial to convince the relevant parties that, despite these risks, the use of the UHPFRC was the best solution for the project. Cooperation between all project parties was key to foster the utilisation of new technological opportunities and to ensure all practical aspects were considered. Risks were carefully managed during design and construction, for example, by testing of the UHPFRC blisters.

6.3. Benefits of our Future Ready approach

Future Ready thinking helped to deliver a solution to a complex and constrained strengthening problem. It encouraged the use of a novel material, UHPFRC, as part of the solution despite the inherent challenges.

7. CONCLUSIONS

Future Ready is a framework developed by WSP to consider future trends, challenge the means and ends, in order to deliver better outcomes. Through Future Ready, our aim is that

our projects are fit for the future as well as today. Our Future Ready approach includes research into the themes that are likely to affect the future of our projects, categorised into climate change, resources, society and technology. It includes awareness briefings to staff and tools such as checklists to be deployed onto projects; ultimately, we aim to embed Future Ready thinking into our organisational culture.

Three case studies have been presented, showing how the Future Ready approach can be used to provide constructive challenge, widening the potential range of solutions considered, and thereby inspiring more creative thinking that can help encourage innovative solutions. The case studies have shown: challenge of project scope, with the response to emerging sensing technologies on Waterloo Bridge; challenge of conceptual design, with the response to resource scarcity and availability of transport networks, on Bromley Heath viaduct; and challenge of solutions, with the response to novel materials, on Hammersmith Flyover.

Our aim with Future Ready is to inspire every engineer of the organisation to be more creative and use the challenges of each project as opportunities to give extra value to our clients.

References

- [1] I. Tuomi, "Kurzweil, Moore, and accelerating change," in *Accelerating Change Conference, Stanford*, 2003, pp. 12–14.
- [2] G. E. Moore and others, "Progress in digital integrated electronics," in *Electron Devices Meeting*, 1975, vol. 21, pp. 11–13.
- [3] United Nations, "Paris Agreement," 2015.
- [4] K. Hobson and N. Lynch, "Diversifying and de-growing the circular economy: Radical social transformation in a resource-scarce world," *Futures*, vol. 82, pp. 15–25, 2016.
- [5] K. C. Seto, R. Sánchez-Rodríguez, and M. Fragkias, "The new geography of contemporary urbanization and the environment," *Annu. Rev. Environ. Resour.*, vol. 35, pp. 167–194, 2010.
- [6] J. D. Schmidt and J. Hersh, *Globalization and social change*, vol. 6. Routledge, 2003.
- [7] T. Brown, *Change by design: how design thinking can transform organizations and inspire innovation*. New York, NY: HarperCollins Publishers, 2009.
- [8] E. De Bono, *Lateral thinking: a textbook of creativity*. London ; New York: Penguin Books, 2010.
- [9] D. Mann, "An introduction to TRIZ: The theory of inventive problem solving," *Creat. Innov. Manag.*, vol. 10, no. 2, pp. 123–125, 2001.
- [10] M. Flynn, L. Dooley, D. O'sullivan, and K. Cormican, "Idea management for organisational innovation," *Int. J. Innov. Manag.*, vol. 7, no. 04, pp. 417–442, 2003.
- [11] C. Hickman and C. Raia, "Incubating innovation," *J. Bus. Strategy*, vol. 23, no. 3, pp. 14–18, 2002.
- [12] V. Kryssanov, H. Tamaki, and S. Kitamura, "Understanding design fundamentals: how synthesis and analysis drive creativity, resulting in emergence," *Artif. Intell. Eng.*, vol. 15, no. 4, pp. 329–342, Oct. 2001.
- [13] R. H. Allen and R. D. Sriram, "The Role of Standards in Innovation," *Technol. Forecast. Soc. Change*, 2000.
- [14] P. Demian and R. Fruchter, "An ethnographic study of design knowledge reuse in the architecture, engineering, and construction industry," *Res. Eng. Des.*, vol. 16, no. 4, pp. 184–195, 2006.
- [15] G. Pahl and W. Beitz, *Engineering design: a systematic approach*. Springer Science & Business Media, 2013.
- [16] J. (John P. . Kelly, *Value management of construction projects.*, Second edi. 2015.
- [17] E. Pikas, J. Oehmen, L. Koskela, and C. Thuesen, "A NEW FRAMEWORK FOR CONSTRUCTION PROJECT DEFINITION STAGE," 2018.
- [18] P. Jackson and S. Moore, "Strengthening of the Hammersmith Flyover, London (Phase 2)--design of the prestress," *Struct. Eng. J. Inst. Struct. Eng.*, vol. 95, no. 8, pp. 12–19, 2017.
- [19] O. Budd, S. Pottle, and M. Stacy, "UHPC in the UK," in *Second International Interactive Symposium on UHPC*, 2019.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MONOGRAFÍA 35

M

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN ZONA SÍSMICA

Grupo de Trabajo G.T. I/3
Proyecto de estructuras de
hormigón armado en zona sísmica
Comisión 1 "Proyecto"

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



SOFiSTiK

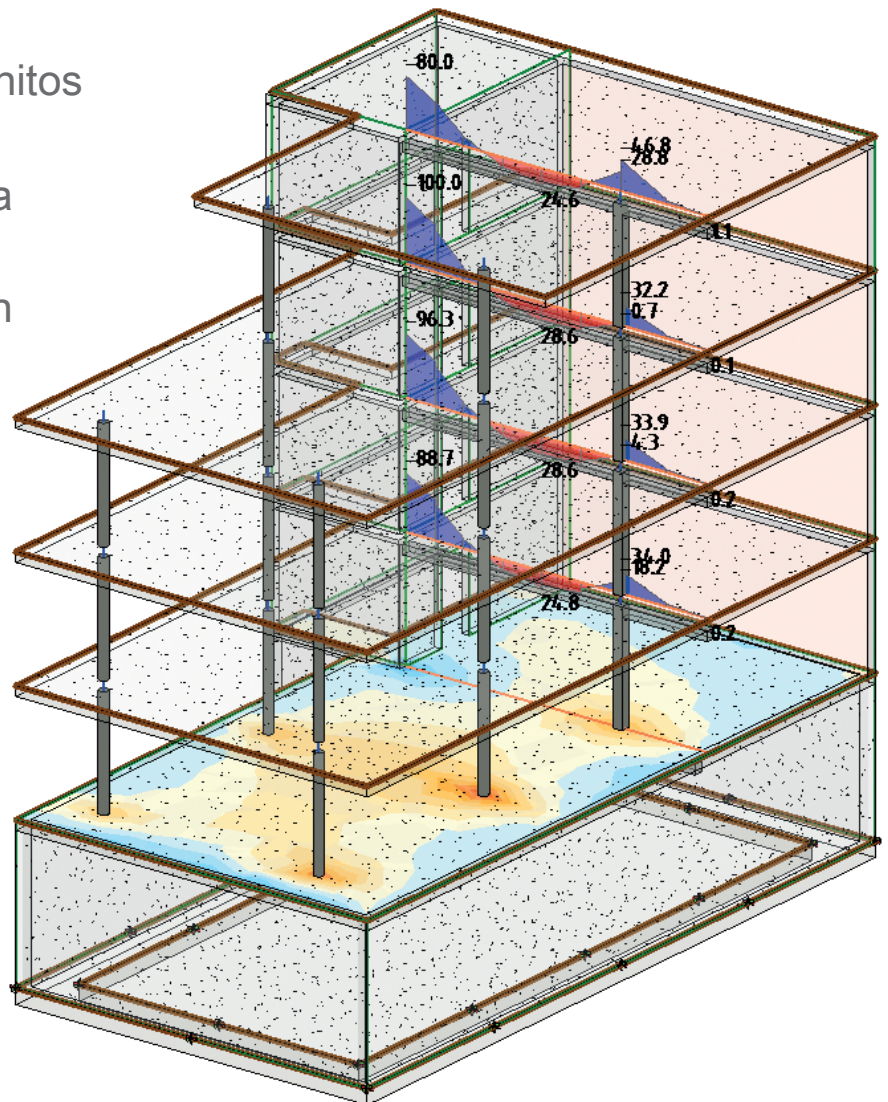
FLUJO BIM PARA EDIFICACIÓN SOFiSTiK Analysis + Design -

Versión de prueba 30 días



Cálculo y dimensionamiento para edificación, directamente en Autodesk® Revit®.

- + Cálculo por elementos finitos sin software adicional.
- + Transferencia automática de cargas.
- + Dimensionamiento según el Eurocódigo.



VIII CONGRESO DE

ACHE

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

I SANTANDER