

HA

HORMIGÓN y ACERO

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

Enero - Abril 2021 | Volumen 72 - Número 293





i-expert.spit.com

Nuevo software de cálculo de fijaciones de SPIT



NEVER STOP BUILDING

NOVEDAD

SOFTWARE de CÁLCULO de FIJACIONES



ACCESO GRATUITO EN LÍNEA

HTML5



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: Puente de Villanueva de la Serena (Badajoz).

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 (TYPSA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

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

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

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade 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., a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales. Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra solo puede ser realizada con la autorización de sus titulares es, salvo excepción prevista por la ley. Dirijase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra. Ni CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

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

Suscripciones y atención al cliente



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

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

Depósito legal: M-853-1958

SUMARIO | CONTENTS

ENERO - ABRIL 2021 | Volumen 72 - Número 293

JANUARY - APRIL 2021 | Volume 72 - Issue 293

Carta del director	5
Una revisión biográfica y significativa de las estructuras mixtas de hormigón y acero estructural <i>Biographic and significant review of the steel - concrete composite structures</i> Julio Martínez Calzón	7
Performance-based slenderness limits for deformations and reinforcement stresses control in reinforced concrete beams <i>Límites de esbeltez basados en prestaciones para vigas de hormigón armado para el control de deformaciones y el control de tensiones en la armadura</i> Antonio Mari Bernat, Lluís Torres Llinàs, Eva Oller Ibars, Cristina Barris Peña	31
Arundo Donax structures as economic and ecological formwork for concrete shells <i>Estructuras hechas con Arundo Donax como encofrado económico y ecológico para cascarones de hormigón</i> Guillermo Vázquez Guillamet	39
Application of a hybrid Skelsion steel frame to an industrial building <i>Aplicación de pórtico estructural híbrido tipo "Skelsion" a una nave industrial</i> Gonzalo R. Goberna Pérez, María del Mar Goberna Pérez	45
The design approach of a prestressed concrete bridge constructed in 1950s in Italy <i>El enfoque de diseño de un puente de hormigón pretensado construido en los años 50 en Italia</i> Maria Rosaria Pecce, Francesco Santamato, Elena Ciampa, Edoardo Cosenza	53
Análisis en servicio de elementos compuestos de hormigón con pretensado interior no adherente bajo cargas de corta y larga duración <i>Analysis in service of prestressed composite concrete members with unbonded internal tendons under short and long-term loads</i> Pablo Martín Páez Gus, Berardi Sensale	63
Space structure with developable shear components <i>Estructura espacial con elementos a cortante desarrollables</i> Nicolas Leduc, Cyril Douthe, Gérald Hivin, Bernard Vaudeville, Simon Aubry, Karine Leempoels, Olivier Baverel	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,
INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER



C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edificio Til-lers
08034 - BARCELONA



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

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

C/ Orense, 10
28020 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



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



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



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

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

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



APF
ingeniería



calter
ingeniería de estructuras



ferrovial
agroman



GRACE



ines
ingenieros consultores

IDOM



PROES



tecpresa



CARTA DEL DIRECTOR

Contamos en este número 293 con un artículo especial de Julio Martínez Calzón. Se titula “Una revisión biográfica y significativa de las estructuras mixtas de hormigón y acero estructural”, y en él resume muchas de las aportaciones que ha hecho a lo largo de su carrera. Julio Martínez Calzón es pionero en el estudio y análisis del comportamiento de las estructuras mixtas, aunque también ha pasado de las musas al teatro, y es uno de los grandes realizadores españoles de puentes y de edificios singulares.

Sus libros, especialmente “Construcción Mixta Hormigón y Acero” (escrito junto a Jesús Ortiz Herrera), son consulta obligada para muchos especialistas. También ha publicado numerosos artículos en revistas, 29 de ellos en la nuestra, todos ellos disponibles en www.hormigonyacero.com, y que son como una versión extendida de la *revisión* que hoy presentamos. He entresacado imágenes relacionadas con dos de sus primeros artículos en la figura 1. Se le ve pronunciando una conferencia en el Torroja, que luego se publicó en el número 90. También hay una fotografía del viaducto de Juan Bravo (que realizó con José Antonio Fernández Ordóñez y Alberto Corral) durante su construcción. Esta estructura fue su primera gran obra, en la que puso en práctica todos los recursos que había ido acumulando en sus seis primeros años de estudio y análisis de sistemas mixtos, como él mismo dice en la *revisión* biográfica que hoy publicamos. Es también muy destacable la gran sensibilidad estética de sus obras, reflejo de su vasta cultura y afición singular por la pintura, la música y la poesía.

Quiero agradecer a Álvaro Serrano Corral, miembro de nuestro Consejo Editorial, que invitase a Julio Martínez Calzón a escribir este artículo.

El número 293 se completa con los siguientes artículos. El primero, seleccionado de las contribuciones al VIII Congreso de ACHE, de Toni Mari, Lluís Torres, Eva Ollers y Cristina Barris sobre límites de esbeltez basados en prestaciones para vigas de hormigón armado.

Otros cuatro artículos vienen del Simposio *fib* sobre diseño conceptual: el primero, de Guillermo Vázquez Guillaumet, de EstructurasGVG, sobre encofrados de bambú para láminas de hormigón; otro, de Gonzalo Goberna y Mar Goberna, de GmasP Ingeniería y Arquitectura, sobre estructuras formadas por marcos de acero pretensado; el siguiente, de Rosaria Pecce, Francesco Santamato, Elena Ciampa y Edoardo Cosenza, de las Universidades de Sannio y Nápoles, sobre el diseño del puente San Nicola, en Benevento, uno de los primeros puentes pretensados de Ricardo Morandi; y otro artículo, de Nicolas Leduc, Cyril Douthe, Gérald Hivin, Bernard Vaudeville, Simon Aubry, Karine Leempoels y Olivier Baverel, de varias universidades y empresas francesas, sobre una variante de la cercha espacial de doble pared que usa módulos poliédricos curvos de paredes delgadas como elementos a cortante.

Finalmente, publicamos también un artículo de la Universidad de la República de Uruguay sobre el comportamiento en servicio de elementos compuestos de hormigón con pretensado interior no adherente, cuyos autores son Pablo Martín Páez Gus y Berardi Sensale.

Gonzalo Ruiz
DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO

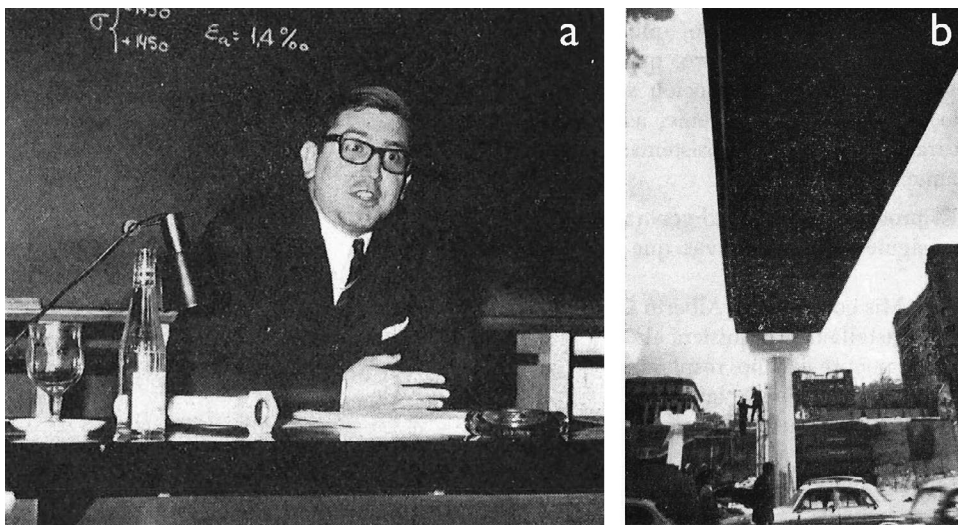
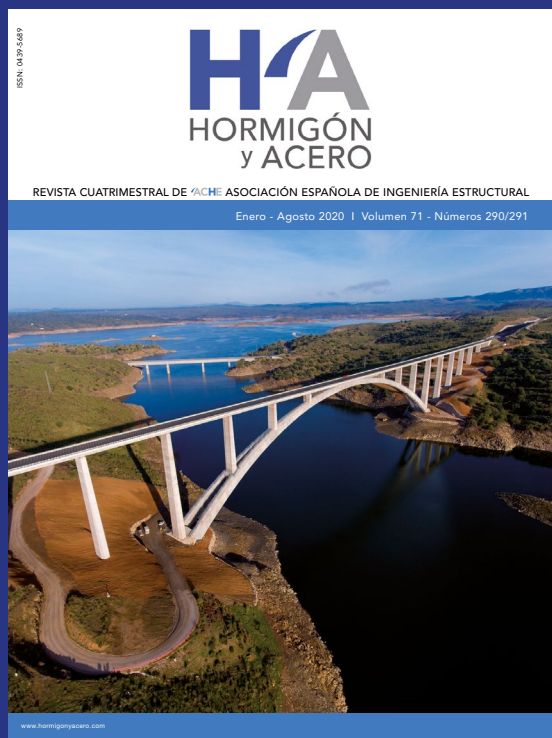
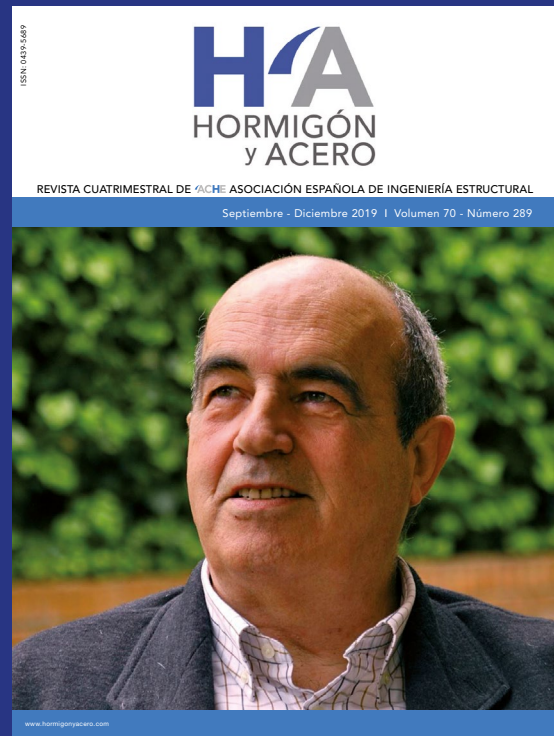
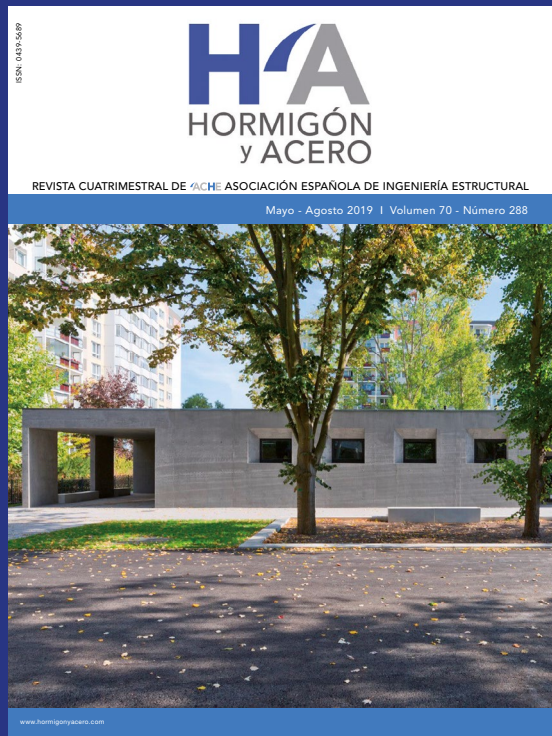


Figura 1. (a) Julio Martínez Calzón imparte una conferencia en “Costillares” (Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja) sobre “Estructuras metálicas y mixtas pretensadas” el 10 de mayo de 1968. El texto de la conferencia se publicó como artículo en el número 90 de *Hormigón y Acero*, pp. 89-118, 1969. (b) Viaducto de Juan Bravo durante su construcción; la fotografía está sacada del artículo sobre dicha estructura titulado “Puente en la Castellana, entre Juan Bravo y Eduardo Dato” publicado en el número 100 de *Hormigón y Acero*, pp. 49-58, 1971. Todos los artículos de Julio Martínez Calzón en *Hormigón y Acero* están disponibles en la web de la revista, www.hormigonyacero.com.



Una revisión biográfica y significativa de las estructuras mixtas de hormigón y acero estructural

A biographical and significant review of composite concrete and structural steel structures

Julio Martínez Calzón^a

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Recibido el 17 de febrero de 2019; aceptado el 9 de septiembre de 2020

RESUMEN

El artículo plantea una revisión histórica y personal de la evolución de las estructuras mixtas en España vista por el autor, que fue uno de los iniciadores de esta disciplina en España.

Se repasan los inicios de la disciplina, las principales referencias bibliográficas, las obras fundamentales del autor y aquellas innovaciones que se han llevado a cabo para mejorar el comportamiento estructural o los procesos constructivos.

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

PALABRAS CLAVE: Estructura mixta, conexión, puente, lanzamiento, innovación.

ABSTRACT

The article proposes a historical and personal review of the evolution of the composite structures in Spain seen by the author, who was one of the initiators of this discipline in Spain.

The beginnings of the discipline are reviewed, the main bibliographical references, the author's fundamental works and those innovations that have been carried out to improve the structural behavior or the constructive processes.

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

KEYWORDS: Composite structure, connection, bridge, launching, innovation.

0.

PLANTEAMIENTO

Esta exposición retrospectiva del mundo de las estructuras mixtas, como ámbito sobre el que estuve trabajando insistentemente durante algo más de cincuenta años, quiere ser, por una parte, algo testamental y biográfica, mediante una especie de radiografía analítica del camino recorrido a través del estudio y praxis de dicha tipología estructural, a la que así rindo, también, un particular homenaje por lo que supuso para mí realización profesional.

Y por otra, como intención primordial, desea transmitir, aunque sea someramente, el inmenso mundo de soluciones y posibilidades que un uso profundo y conocedor de dicho campo puede suscitar, de manera que las ideas e innovaciones que personalmente haya podido lograr tengan solo el carácter de semillas de otras muchas posibles realizaciones.

Finalmente, y no menos importante, aspira a ofrecer una mirada decidida y penetrante sobre los aspectos propios y singulares que estimo se dan en el ámbito estético-artístico de esta tipología, a causa de la subyugante combinación de los

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *email*: alvaro.serrano@mc2.es (Álvaro Serrano Corral).



Figura 1. a) Nave de ensayos original. b) Nave de ensayos nueva.

dos materiales más dominantes y extraordinarios que, en los casi dos siglos de su existencia, han propiciado e impulsado de forma admirable el quehacer global humano.

Para poder cumplimentar en la mejor forma tales objetivos, escribo el presente artículo, de carácter más o menos convencional, que se divide en dos partes diferenciadas, aunque muy relacionadas entre sí:

- La primera sigue el carácter biográfico antes señalado, no exento de aspectos técnicos o analíticos aclaratorios de temas muy diversos.
- La segunda, a partir de un momento dado prescinde, por irrelevante, de ese carácter biográfico, transformándose la narración en una exposición sistematizada y cronológica de los conceptos e ideas innovadoras que considero haber aportado a los sistemas mixtos, de manera que el artículo entre en una línea más propia de la revista técnica en la cual se presenta.

Asimismo, los artículos, conferencias, presentaciones, libros, revistas, manuales, etc., que –publicados o pronunciados en su momento– y localizables, al menos parcialmente, en repositorios digitales, permitirán a aquellos lectores interesados un acercamiento pormenorizado a las ideas, planteamientos y realizaciones descritos sucintamente en el artículo.

De esta manera, la percepción del ámbito expuesto puede ser, a la vez que meramente descriptiva, también pedagógica; no solo por la visión general y/o lectiva, que los temas puedan aportar, sino por la exposición más comprometida y profunda de los aspectos con los que intenté, en todo momento, avanzar en el conocimiento de esta disciplina.

1. EVOLUCIÓN BIOGRÁFICA

Antes de concluir la carrera, en 1960, practiqué por las tardes en el Estudio BABOR Ingenieros de Madrid¹, dedicado al pro-

1.- Juan Batanero García-Geraldo y Ramiro Rodríguez-Borlado, dos renombrados ingenieros especialistas en estructuras metálicas: catedrático de la Escuela de Caminos en dicha rama, el primero, y ayudante de la cátedra el segundo.

yecto de estructuras metálicas, donde colaboraría hasta 1964.

Al término en 1962 de los estudios en la Escuela de Caminos de Madrid, por entonces la única existente en España, ingresé en el Instituto Eduardo Torroja como investigador. Pronto fui nombrado jefe de la Sección de Ensayos Mecánicos, cuyas dos naves considero que fueron lugares esenciales en mi formación (figura 1), por la percepción directa que obtuve de las propiedades intrínsecas del comportamiento de los materiales en todas sus fases resistentes; contrastando la preparación analítica inicial de los ensayos con el posterior análisis y estudio del proceso de rotura de los mismos, en todo tipo de estructuras, piezas y probetas, generalmente de hormigón: en masa, armado o pretensado.

Fruto de esta doble experiencia instituto-estudio de ingeniería, vislumbré la posibilidad de aunar el trabajo de ambos tipos de materiales: el hormigón, en todas sus facetas y versiones, y el acero estructural en las suyas, para conseguir –mediante un trabajo combinado y sinérgico– resultados muy superiores a los de su acción por separado, empleando selectivamente las cualidades intrínsecas positivas de cada uno y reduciendo conjuntamente las debilidades, por su apoyo en el otro.

Al indagar en la formidable biblioteca técnica del Instituto sobre la eventual bibliografía relativa a esta posibilidad encontré, además de tres artículos de la revista *Der Stahlbau* sobre sendos magníficos puentes alemanes: Wuppertal, Kauppen y Flutbett, una obra de 1958 (figura 2) del profesor estadounidense Ivan Viest [1], a quien tuve el placer de conocer posteriormente con ocasión de mis actividades como miembro de la Comisión AIPC-CEB-CECM-FIP “Construcciones Mixtas de Hormigón y Acero”.

Pero especialmente, el libro del profesor austriaco Konrad Sattler [2] (figura 3), un tratado técnico de gran alcance que traduje para mí mismo y que me proporcionó, sin duda, la base primordial analítica y conceptual sobre esta tecnología, cuyo origen se remonta al año 1926, cuando el americano A. Khan patenta la primera versión de una viga mixta, formada con un perfil laminado al que levanta entallas alternadas en su ala superior a modo de conectadores.

No encontré, sin embargo, referencia alguna en todo el mundo latino, a excepción de una exposición de Eduardo Torroja sobre el puente de Tordera, en el cual empleó la conexión

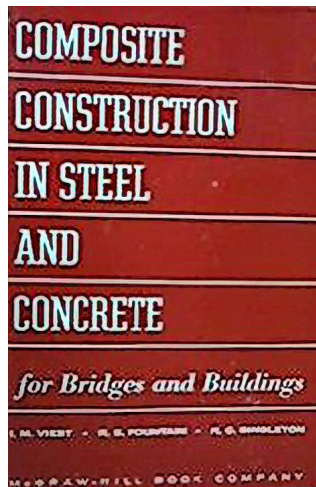


Figura 2. Portada del libro.

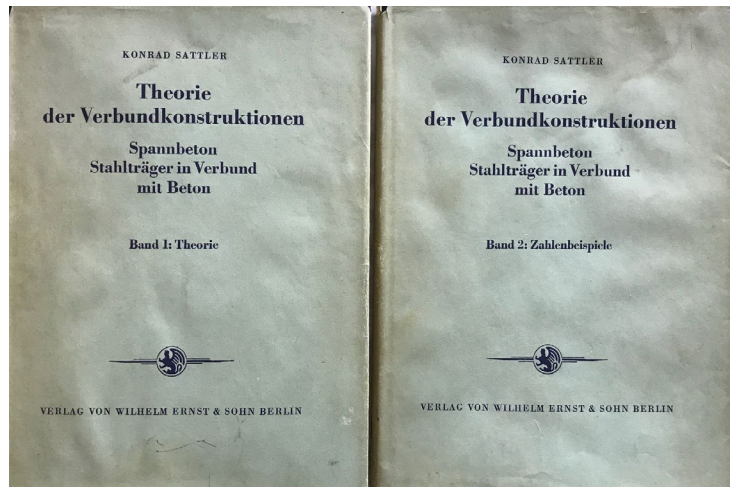


Figura 3. Portadas de los dos volúmenes.

entre materiales como mejora de la rigidez inercial de la obra, pero sin cuantificar esta aportación, ni tener en consideración ningún incremento de resistencia por el trabajo conjunto de los mismos.

Por supuesto que el acervo de potencialidades positivas antes expresado, encerraba también otros aspectos desfavorables, algo más ocultos, que al principio determinaron reducciones del aprovechamiento global del sistema. Principalmente, a causa de los métodos de cálculo en tensiones admisibles entonces vigentes; pero también por otras cuestiones analíticas todavía en esos tiempos no plenamente resueltas: variación de la rigidez de los elementos de hormigón en tracción por la fisuración (*tension stiffening*); alternancia del signo de los esfuerzos en las zonas de hormigón (deformaciones superpuestas); etc.

Pero ya en aquellos años 1964-65 la resolución de estos problemas estaba en marcha y pronto serían instaurados los métodos de cálculo en Estados Límites, que permitieron obtener un mejor aprovechamiento y control de la seguridad y la fiabilidad de los sistemas mixtos, al conseguir que los dominios elasto-plásticos de los materiales pudieran ser aprovechados y no descartados, como sucedía con los métodos clásicos. Así, desde muy tempranamente consideré indudable el incorporar dichos procesos elasto-plásticos para el mejor diseño de las estructuras mixtas.

En paralelo con los estudios analíticos antedichos, tuve la fortuna de vincularme con el arquitecto Jesús Martitegui, quien de manera intuitiva se había acercado a los sistemas mixtos para su aplicación en el ámbito de las estructuras de edificación.

Para poder garantizar de la mejor manera esta posibilidad de empleo, desarrollamos conjuntamente una patente de conexión, Nex-T, realizando un exhaustivo programa de ensayos privados de dicha conexión en tipos muy diversos de elementos estructurales típicos de esta tipología, que nos permitieron una comprobación muy completa de todas las respuestas posibles, determinando una incorporación muy beneficiosa a las obras de edificación y, poco después, a los puentes, con unas soluciones simples y económicas. Esta conexión en T competía entonces muy favorablemente con los pernos tipo Nelson de soldadura semiautomática, a causa del reducido coste de la mano de obra respecto al coste de los materiales. Cuando esta

relación se invirtió los pernos volvieron a ser más operativos; pero, aún hoy en día, considero que en muchas ocasiones en que han de emplearse, tanto en edificación como en puentes, disposiciones muy tupidas de pernos, la solución de elementos en T puede resultar operativa y económicamente bastante más favorable.

Los antedichos ensayos nos permitieron precisar que en el rango de dicho conector en T podría oscilar entre rígido y semielástico (figuras 4 y 5), en función de los espesores y restantes dimensiones de las chapas constituyentes; contrastando, por otra parte, que el elemento horizontal de la T regulaba el deslizamiento acero-hormigón, al introducirse durante el proceso deformativo unas contradeformaciones favorables, así como una compresión vertical del hormigón sobre la superficie del acero. De manera semejante a lo que sucede precisamente en los pernos, aunque en las T con mayor eficacia debido al mayor brazo que se pone en juego.

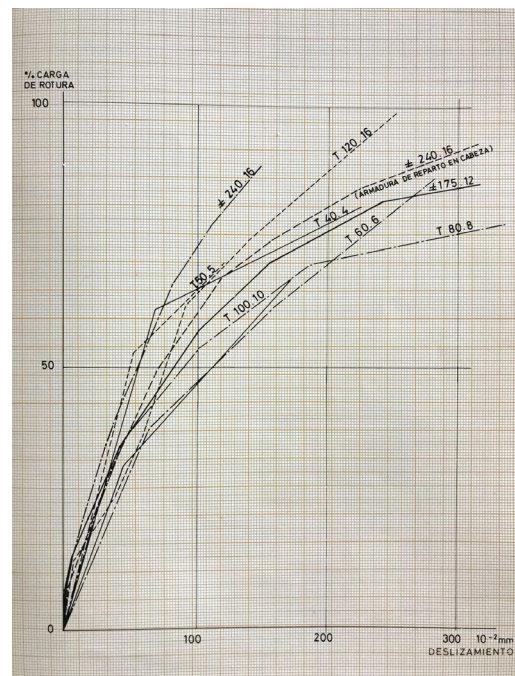


Figura 4. Resultados en los ensayos de conectores Nex-T.

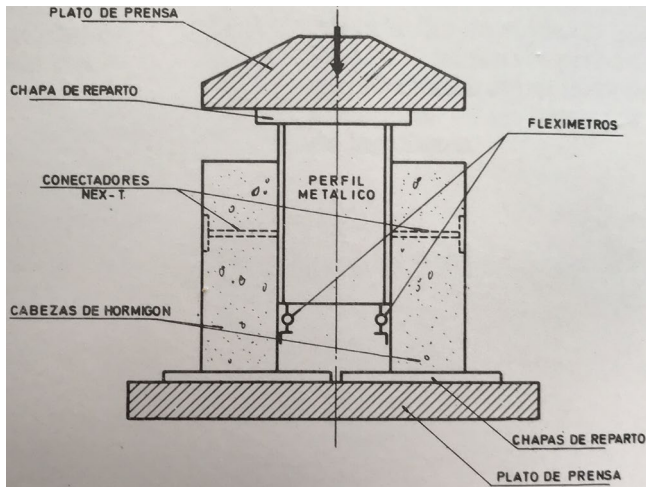


Figura 5. Disposición de los ensayos de cizallamiento de la conexión Nex-T.

El empleo de aquel conector fue clave para el desarrollo de muchos procesos y métodos constructivos en la edificación –y más tarde también en los puentes–, que se plasmaron en un interesante manual interno de análisis, utilización y métodos de las piezas mixtas, así como toda una empresa dedicada al análisis y a la construcción de estructuras mixtas de edificación: MART-2, utilizando dicha conexión Nex-T.

En este período pude llevar a cabo en 1967 y 1968 la ejecución sucesiva de dos obras mixtas relativamente modestas, pero de gran importancia en aquellos momentos: los pasos inferiores madrileños de la calle Velázquez (primero en construirse en la ciudad), seguido del de la plaza de Roma (figuras 6-a y 6-b).



Figura 6-a. Paso inferior Alcalá-Velázquez (Madrid).



Figura 6-b. Paso inferior de la Plaza de Roma (Madrid).

Posteriormente, desarrollaríamos el sistema Nex-Ten de vigas mixtas pretensadas (figura 7), de extraordinaria versatilidad para su empleo autoportante en puentes cortos, estructuras industriales y de edificación con grandes cargas o luces. Sistema que tuvo una activa difusión y uso, solo roto por la crisis que a principios de los 80 determinó la caída del mercado y el cierre de las instalaciones de la empresa citada en 1983².

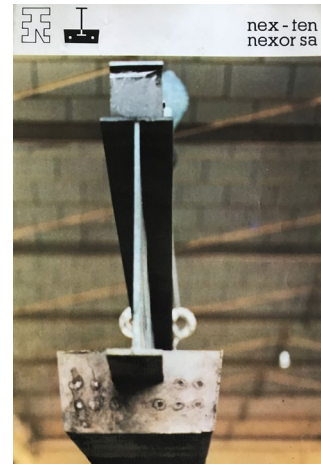


Figura 7. Sistema Nex-Ten.

En 1966, completé el libro Estructuras Mixtas [3] (figura 8), que sería la primera publicación en lenguas latinas sobre esta tipología estructural. En la misma se incluía, como primicia, el estudio de los Estados Límites para el análisis de tales sistemas. La obra teórica se completaba con un volumen de tablas de uso de secciones mixtas, que permitían el rápido control resistente y deformativo de piezas de este tipo.



Figura 8. Portada de los volúmenes del libro “Estructuras Mixtas”.

En ese mismo año, la revista Informes de la Construcción n° 182 incluyó el artículo “Las estructuras mixtas de acero y hormigón” y poco más tarde la revista Hormigón y Acero n° 90 (1969) otro acerca de las “Estructuras metálicas y mixtas pretensadas”.

La fortuna a veces acompaña a las ideas. En 1968 se convocó el concurso para el proyecto de un paso superior entre las calles de Juan Bravo y Serrano sobre la Castellana de Madrid.

2.- A finales de 2010 recibí de una industria italiana una propuesta de reactualización de este tipo de piezas y aunque en principio estimé muy posible tal actuación, el gran número de proyectos y compromisos que en esa época me obligaban, hizo que desistiera de aquella posibilidad, quizá desacertadamente.

El lugar no podía ser más atractivo y fue el momento oportuno para poner en práctica todos los recursos que había ido acumulando en aquellos seis primeros años de estudio y análisis de sistemas mixtos. Todo lo aprendido y ensayado fue empleado en aquella ocasión para presentar un proyecto plenamente novedoso, que resultó ganador. Su realización posterior (1970) (figura 9), puso en marcha, verdaderamente, la construcción de puentes mixtos en España.



Figura 9. Paso superior Juan Bravo-Eduardo Dato (Madrid).

Aquella obra fue un hito importante, no solo por su diseño, sino por las innovaciones que incorporaba:

- Sistemas cajón de acero con placas de hormigón totalmente prefabricadas.
- Pretensado preconexión de la losa del tablero del tramo continuo central del puente, pretensado y prefabricación que eliminaban prácticamente las deformaciones diferidas y

reducían notablemente las elásticas, permitiendo lograr una buscada esbeltez para el vano principal sobre la Castellana, proporcionando una gran ligereza visual a la estructura.

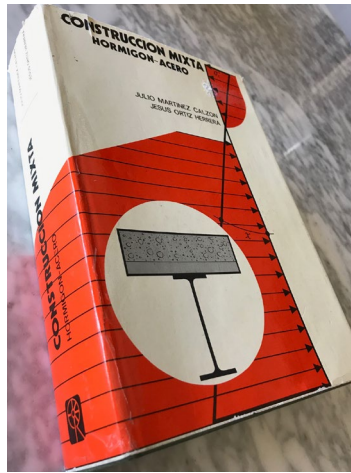
- Empleo por vez primera en España del acero tipo COR-TEN, autorresistente a la corrosión e importado de Alemania, al no ser por entonces fabricado todavía en España.
- Empleo iniciático del hormigón blanco estructural, tanto en las placas del tablero como en las pilas buscando sobre todo una presencia cromático-textural de ambos materiales y lograr, mediante formas de gran clasicismo: columnas con capiteles, grandes artesonados en el fondo del tablero, impostas y barandillas especialmente diseñadas, completar una expresión estética que eliminara radicalmente las nociones de fealdad con que se tildaba a este tipo de estructuras en los ámbitos urbanos.

Esta estructura y más tarde otras posteriores, pusieron en marcha en el ámbito de los puentes españoles un sentido nuevo de creación estética, resaltando el potencial que los sistemas mixtos ofrecen al ingeniero estructural para la innovación y el diseño cuidado, debido a las posibilidades de esbeltez, texturas diferenciadas y empleo del contraste cromático entre materiales, para acoplarse muy apropiadamente al ámbito del diseño.

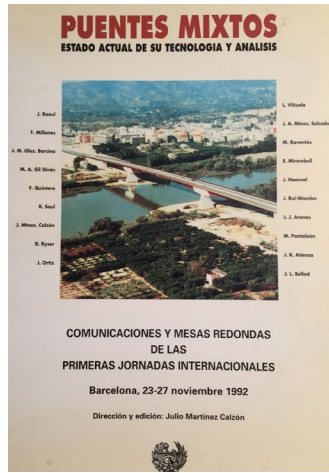
Aunque seguidamente proyecté otras diversas obras, no sería hasta 1974 cuando construiría el segundo puente mixto, en este caso el viaducto denominado del Diablo sobre el río Llobregat en Martorell, en colaboración con José Antonio Fernández Ordóñez. Un enclave histórico en el que se situaban: un puente de piedra romano y gótico (figura 10), aunque muy reconstruido; y otro metálico de carácter clásico, de primeros del siglo XX, al cual debía sustituir la nueva obra. También en esta ocasión la oportunidad fue aprovechada para aportar otras importantes novedades:



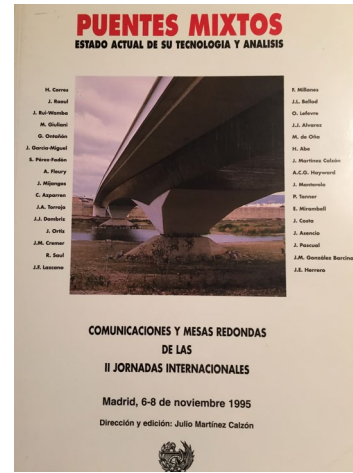
Figura 10. Puente del Diablo sobre el río Llobregat con el puente romano-gótico detrás.



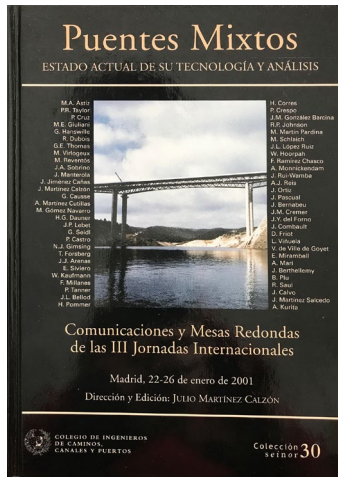
a



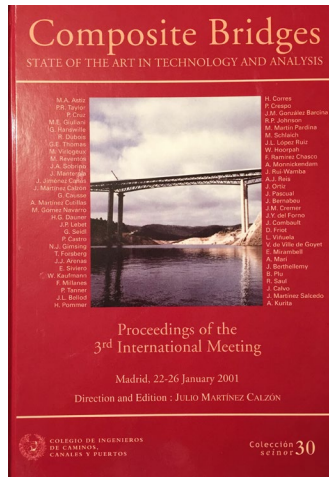
b



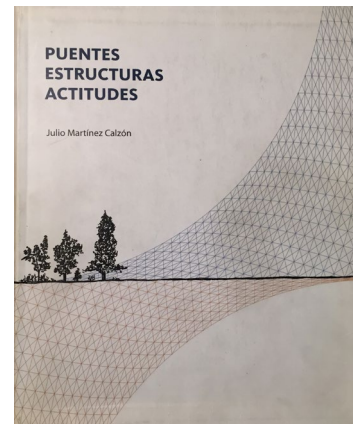
c



d



e



f

Figura 11. Portadas de las publicaciones de Julio Martínez Calzón (1978-2006).

- Empleo combinado, con unión empotrada, de pilas de hormigón-pretensado de grandes dimensiones con dinteles mixtos en los vanos para constituir un sistema de tipo aporticado continuo (sistema híbrido).
- Construcción mediante el método de voladizos sucesivos aplicado a grandes dovelas metálicas autoportantes en las zonas pretensadas, correspondientes a las solicitaciones de momentos flectores negativos; combinado con el cierre, mediante dovelas aún mayores y también autoportantes, situadas tanto en la clave del vano central como en los extremos de los vanos laterales, zonas ambas solicitadas por momentos flectores positivos.
- Tratamiento estético conjunto del diseño del puente y de un muro de contención fluvial, para conformar un enclave urbanístico de calidad, regenerador de una zona urbana periférica muy degradada de la ciudad de Martorell.

Desafortunadamente, con posterioridad, en la misma zona fue construido el gran viaducto de la Autopista Madrid-Barcelona que, con sus enormes proporciones, desvirtuó notablemente las cualidades logradas previamente para aquel entorno.

La obra descrita inauguró la tipología híbrida para el diseño de puentes mixtos, caracterizada por el empleo de grandes elementos portantes de hormigón (de carácter escultórico y valores estéticos muy cuidados, buscando constituir la imagen

representativa de estas obras) combinados con dinteles mixtos esbeltos, usualmente en acero CORTEN, para conseguir, a través de su contraste cromático con las pilas, un diseño original y poderoso, de gran expresividad, para puentes con luces principales comprendidas en el orden de 100 a 250 m, aproximadamente.

Considero que el potencial de este tipo de sistemas no ha sido suficientemente explotado; porque, aunque yo mismo y también algunos otros compañeros –especialmente discípulos míos– hemos llevado a cabo diversas obras de esta tipología, su expansión real creo que aún no se ha producido, teniendo en cuenta las formidables cualidades resistentes, constructivas, económicas y estéticas que posee. Confío en que, en algún momento, estos valores sean debidamente percibidos y puedan realizarse soluciones extraordinarias con esta tipología.

Algo después, en 1978 se publicó el libro “Construcción Mixta Hormigón-Acero” [4] (figura 11-a), escrito conjuntamente con Jesús Ortiz Herrera, un extraordinario ingeniero de caminos que colaboró conmigo hasta el cierre del Gabinete MART2 en 1983. Esta obra estableció, con todo rigor, los aspectos determinantes del conocimiento preciso y completo del comportamiento deformativo-resistente de las estructuras mixtas, preparando el terreno para el posterior tratamiento mediante programas de cálculo electrónico de todo tipo de

análisis de secciones y estructuras; y se ha mantenido como clásica publicación de referencia hasta nuestros días.

Otras publicaciones de interés vendrían bastante más tarde:

- Primeras Jornadas Internacionales de Puentes Mixtos (1992) [5] (figura 11-b).
- Segundas Jornadas Internacionales de Puentes Mixtos (1995) [6] (figura 11-c).
- Terceras Jornadas Internacionales de Puentes Mixtos (2001) [7] (figuras 11-d y 11-e).
- Puentes, estructuras, actitudes (2006) [8] (figura 11-f).

A partir de este momento, resulta preferible cambiar la línea cronológico-biográfica de la narración hasta aquí seguida, por otra de carácter más técnico, que vaya relacionando en forma sucesiva las diferentes innovaciones analítico-constructivas, desarrolladas paso a paso a lo largo del tiempo, para lograr una mejor utilización de las estructuras mixtas aplicadas a los puentes. Una visión muy amplia y bien analizada de los puentes mixtos, para aquellos que tengan interés en esta tipología, se presenta en la tesis doctoral de Jorge Bernabéu Larena [9].

Aunque también fueron aportadas otras innovaciones en el ámbito de las estructuras mixtas en la edificación, su incidencia resulta hoy en día mucho menos operativa y no se estima necesario describirlas expresamente en este trabajo, exponiéndose con algún detalle en la referencia anterior.

2. INNOVACIONES ANALÍTICO-CONSTRUCTIVAS

De acuerdo con este nuevo criterio de exposición, debe señalarse que la solución híbrida inaugurada en Martorell fue, posteriormente, empleada en una serie de proyectos construidos, introduciendo en cada uno novedades secundarias que irían perfeccionando los aspectos originales básicos del método:

- Puente de Tortosa sobre el río Ebro (1987) (figura 12), en colaboración con José Antonio Fernández Ordóñez y Francisco Millanes Mato. En esta obra la ejecución del vano central fue realizada exclusivamente mediante voladizos sucesivos, culminándose el cierre de ambos semivanos con una operación previa de empuje en clave, que introdujo una redistribución de momentos muy favorable que reducía notablemente las flexiones descompensadas en los fustes de las pilas traspasando momentos positivos al vano central principal, perfectamente preparado para este tipo de esfuerzos, al acoplarse a las envolventes de esfuerzos usuales en puentes pórtico, como era este caso.

En los vanos laterales, sin embargo, sí se aplicó el montaje de una gran dovela extrema como cierre de estos, en forma semejante a Martorell.

Para esta obra fue creado el método DIFEV de análisis evolutivo de secciones y sistemas mixtos complejos, que permitían llevar a cabo un cuidadoso control analítico y constructivo de este tipo de estructuras.

- Puente en el cinturón de circunvalación de Valencia (*bypass*) (figura 13) sobre el río Turia (1991), en colaboración con Francisco Millanes Mato.

En este caso, además de emplear la disposición de fustes



Figura 12. Puente de Tortosa (Tarragona).



Figura 13. Puente sobre el río Turia (Valencia).



Figura 14. Puente del Arenal sobre el río Guadalquivir (Córdoba).

inclinados para las pilas, la solución híbrida del sistema incorporó como novedad que los dinteles de las mismas no fueran totalmente en hormigón pretensado, sino almas híbridas; es decir, mitad inferior, comprimida, en hormigón, y mitad superior, traccionada, en acero. Se logra así una disposición de materiales plenamente ajustada a los signos de la distribución de tensiones presentes en cada zona, a la vez que una nueva expresividad formal de gran calidad, mayor economía y una gran facilidad constructiva.

- Puente del Arenal en Córdoba sobre el río Guadalquivir (1993) (figura 14), en colaboración con José Antonio Fernández Ordóñez.



Figura 15. Puente de Mengibar sobre el río Guadalquivir en la Autovía Bailén-Jaén.

La solución antedicha de almas híbridas fue también aplicada en este puente en las zonas de pilas, aunque eliminando completamente las piezas de fuste, al estar la rasante del puente muy baja sobre el cauce del río. Las almas en esas zonas fueron nuevamente divididas: inferior en hormigón blanco y superior en acero corten, pero planteadas con una disposición global de tipo viga continua de canto ampliamente variable.

- Puente de Mengibar sobre el río Guadalquivir (1995) (figura 15).

En esta oportunidad las pilas carecen de brazos horizontales, limitándose a un gran fuste de hormigón, de espesor y anchura crecientes de arriba abajo; fuste al cual se empotran a cada lado los vanos mixtos del puente. La innovación especial de esta obra correspondió a la tipología del tablero, con el empleo de voladizos prefabricados de hormigón pretensado dispuestos a distancias regulares, sobre los cuales apoyaban placas prefabricadas semirresistentes de hormigón armado. Esta disposición determinaba que la losa de dicho tablero estuviera bastante elevada por encima de las platabandas superiores del cajón metálico, formalizándose la conexión mixta con dicho cajón mediante un nervio longitudinal hormigonado *in situ* conjuntamente con la capa superior de las placas, para conseguir una vinculación de total continuidad de los subsistemas incluidos en el conjunto, así como la adecuada conexión de los mismos a la sección de acero del cajón.

- Viaducto del río Nalón, en la Autovía del Cantábrico (2006) (figura 16), en colaboración con Álvaro Serrano Corral de MC2.



Figura 16. Viaducto del río Nalón (Asturias).

En esta obra las pilas del vano principal sobre el río se constituyen mediante dos bielas casi verticales y casi paralelas, que

provocan el potente empotramiento buscado para el tablero, el cual se une directamente con cada una de las bielas a través de las losas de hormigón de fondo del cajón situado sobre las mismas.

- Puente de Villanueva de la Serena, sobre el río Guadiana (figura 17), en colaboración con Ginés Ladrón de Guevara de MC2.



Figura 17. Puente de Villanueva de la Serena (Badajoz).

Una sola pila central de gran dimensión, que sigue los mismos principios base que las del Arenal en Córdoba, aunque formalmente muy diferente.

- Puente para el AVE sobre la autopista A-31 y el ferrocarril en Albacete (2012) (figura 18), en colaboración con Álvaro Serrano Corral.

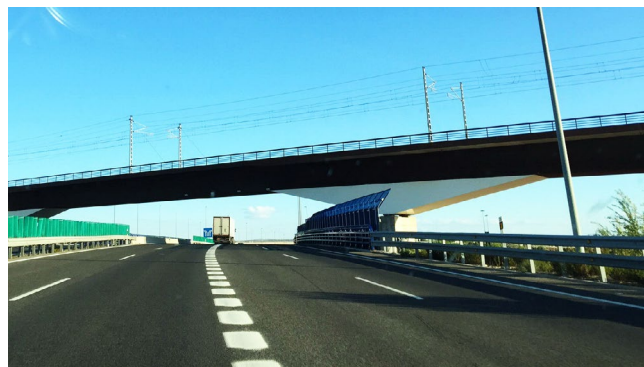


Figura 18. Puente para el AVE sobre la A-31 (Albacete).

En línea formal semejante al anterior, pero con muy diferente concepción interna.

En este concepto tipológico de sistemas híbridos podrían incluirse algunas soluciones de interés no construidas entre los que parece oportuno citar los siguientes: Nuevo puente de Mérida sobre el Guadiana (1989) (figura 19), paso superior sobre la A-6 en Majadahonda (1994) (figura 20) y puente de Alcalá de Guadaíra sobre el río Guadalquivir (2001) (figura 21).

La siguiente innovación, empleada por vez primera en el mundo, fue la doble acción mixta en 1978, en el puente sobre la ría de Ciérvana (Vizcaya) (figura 22).



Figura 19. Proyecto nuevo puente sobre el Guadiana (Mérida).



Figura 20. Esquema del paso superior de Majadahonda (Madrid).



Figura 21. Proyecto puente de Alcalá de Guadaíra (Sevilla).

Consiste en el empleo de hormigón comprimido en los fondos de las zonas sometidas a momentos flectores negativos en los puentes continuos. Estas losas inferiores de hormigón se conectan a las platabandas que cierran inferiormente las vigas cajón de acero, reduciéndose el espesor resistente de estas últimas al mínimo necesario, junto con la correspondiente rigidización, imprescindible para hacer frente a los esfuerzos en tales secciones metálicas simples, durante las fases de montaje, previas al hormigonado de las referidas losas.

El resto de las compresiones provocadas por las solicitaciones posteriores, tanto permanentes como de las sobrecargas, actúan ya sobre este sistema mixto inferior. Asimismo, el análisis en agotamiento considera las redistribuciones elastoplásticas entre materiales, contribuyendo por tanto todo el conjunto de ambos materiales en la capacidad resistente de la sección.

Debido a la curvatura en planta, la aplicación de esta innovación fue analizada también en relación con la torsión del sistema para garantizar la total colaboración conjunta en este otro tipo de solicitación.

Las evidentes condiciones favorables de esta tipología hicieron que fuera empleada en todos y cada uno de los proyectos de puentes realizados posteriormente, sin importar las dimensiones de la obra, el proceso constructivo, la tipología, etc.

En particular, su empleo a renglón seguido en los puentes curvos gemelos del centro comercial del Jarama (1981) (figura 23), tuvieron una favorable influencia en el control del comportamiento deformativo torsional a causa del reducido radio en planta de este doble paso superior.

En paralelo con esta innovación y precisamente para poder realizar de la mejor manera el aprovechamiento elastoplástico en rotura de estas grandes platabandas inferiores mixtas, fue incorporada otra novedad del máximo interés: las células de rigidez inferiores (figura 24). Piezas metálicas en forma angular que, al adosarse y soldarse en taller, tanto al interior de las

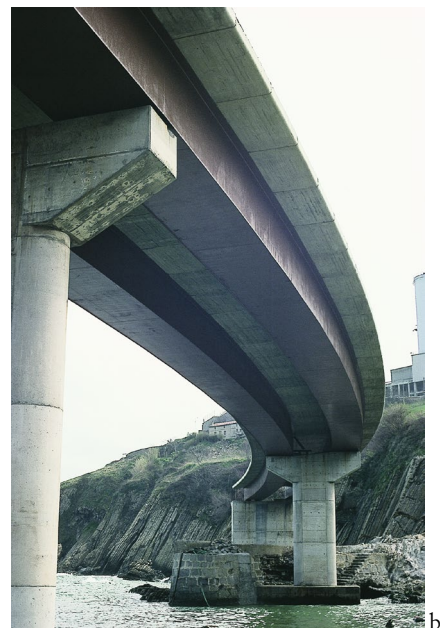
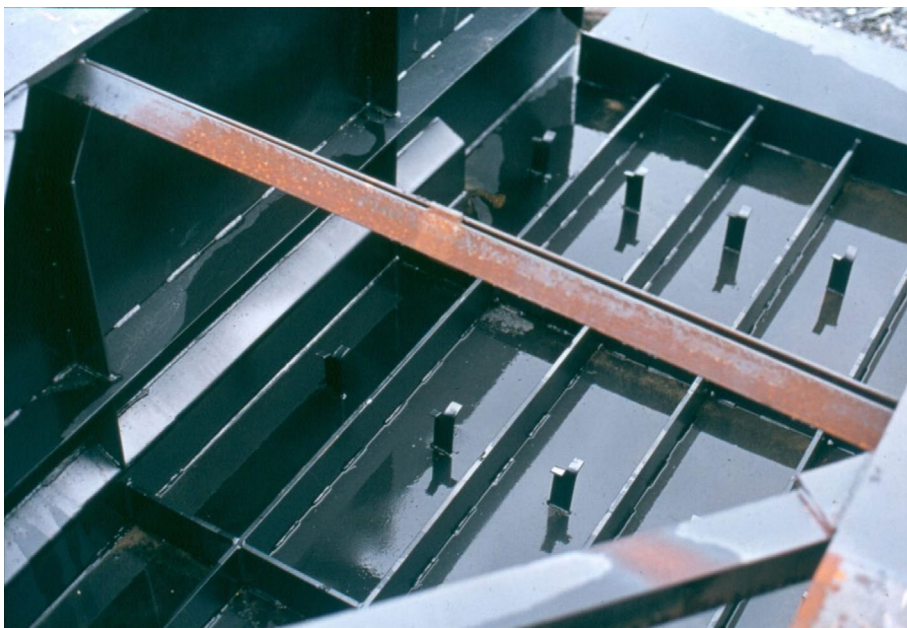


Figura 22. Puente sobre la ría de Ciérvana. a) Vista de la zona de fondo del cajón metálico, con sus células, antes del hormigonado de fondo. b) Vista inferior del puente terminado.



Figura 23. Puentes curvos gemelos del centro comercial del Jarama.

almas como a las platabandas metálicas inferiores, producen unas zonas celulares, trapeciales o rectangulares, que determinan varias características funcionales muy importantes:

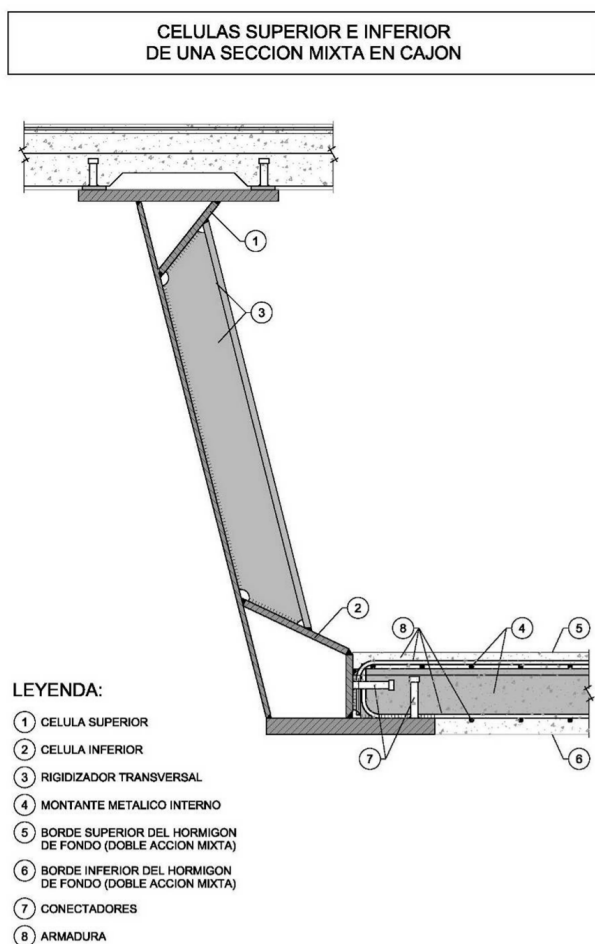


Figura 24. Disposición de células de rigidez en zona de doble acción mixta.

- Por una parte, mejoran apreciablemente las condiciones del hormigonado y conexión de las losas de fondo al cajón, al poder disponer conectadores en los tramos verticales de dichas células, que se intercalan con los dispuestos en los extremos laterales de la chapa de fondo.

- Por otra, y especialmente importantes, acortan sensiblemente la altura de las zonas de almas en compresión, y reducen por tanto el valor de las tensiones máximas en los puntos inferiores de dichas almas.

Obviamente, las tensiones más elevadas se sitúan en el panel que ahora forma parte de la célula, pero su reducida altura determina que no sean críticas desde el punto de vista de la abolladura.

Estas circunstancias, no solo permiten mantener los espesores de las almas en sus valores resistentes estrictos –sin influencia apreciable del efecto de la abolladura– sino que posibilita que tales almas puedan ser consideradas compactas (clase 1) o como caso más desfavorable semicompactas (clase 2), pudiéndose emplear, sin restricciones, los métodos elastoplásticos con total aprovechamiento; imposible de otra manera en los sistemas que no incorporan tales células, por las elevadas esbelteces que en tales casos tendrían las almas metálicas.

Esta presencia de las células de rigidez determina una clara reducción de espesores y rigidización de dichas almas metálicas, aportando las propias células su capacidad última a la flexión en agotamiento, lo cual mejora sensiblemente todo el conjunto;

- Finalmente, pero no con menor importancia, esta disposición de células de rigidez resulta esencial en los casos de puentes empujados, sobre todo cuando se emplean almas inclinadas en los cajones metálicos para favorecer la estética del conjunto y reducir la anchura del fondo de tales cajones, mejorándose el aprovechamiento del ancho colaborante del fondo de los mismos.

En tales casos, la acción de las células durante las fases de paso sobre los aparatos de apoyo deslizantes –especialmente en los puntos centrales entre diafragmas sucesivos de la viga cajón– resultan cruciales por tres motivos:

- Incrementan extraordinariamente la capacidad frente a la abolladura local al producir una coacción muy favorable al pandeo local del alma sobre el apoyo deslizante.
- Introducen una rigidez torsional local muy activa en las esquinas inferiores, que redistribuye los efectos puntuales trasladando mediante este mecanismo parte de los mismos a las cartelas de fijación de los diafragmas de celosía al cajón.
- Favorecen el comportamiento de las diagonales de los citados diafragmas, al incorporar una disposición de extremo prácticamente empotrado.

En los casos de almas verticales, aunque la aportación de las células resulta menor, se siguen manteniendo la mayor parte de las mejoras señaladas, creándose otras adicionales favorables, por ejemplo: la eliminación de depósitos de agua en las zonas de unión alma-platabanda, especialmente si la célula presenta levemente inclinada su chapa superior.

Correlativa de esta innovación fue la aplicación de células de rigidez superiores. De manera menos trascendente, ofrecen también ventajas en los aspectos correlacionales antedichos; muy en especial, en los casos de zonas en flexión positiva de la sección metálica aislada, tanto durante las fases de lanzamiento por empuje acompasado como en el resto de las fases de montaje anteriores a la conexión con la losa superior del tablero.

Prosiguiendo el proceso innovador de la doble acción mixta, y especialmente aplicable a los puentes mixtos continuos de luces medio-bajas, desarrollé una nueva tipología variante denominada puentes en cajón estricto (figura 25).

DISPOSICION TIPICA DE
CAJON ESTRICTO EN ZONAS DE APOYOS

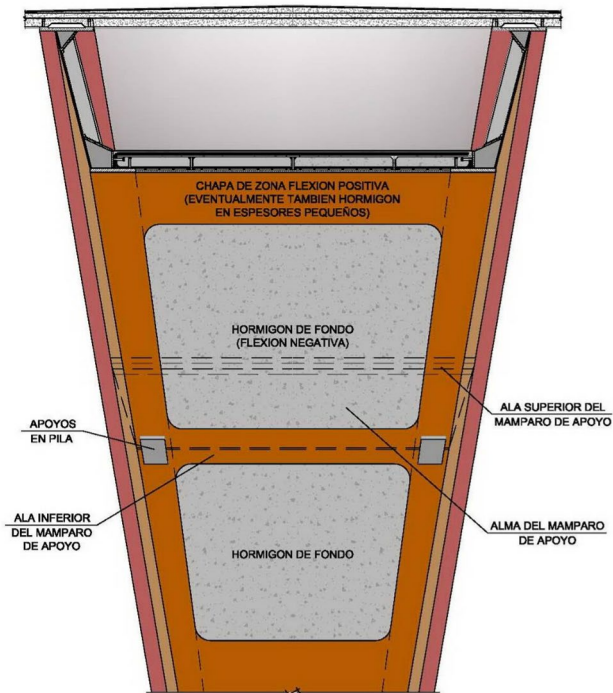


Figura 25. Cajón estricto mixto.

Esta solución fue desarrollada buscando una alternativa mucho más económica y favorable a las soluciones de doble viga (*bi-poutre*) francesas, utilizadas de manera magistral en la realización de los tramos ferroviarios del TGV (*Train a Grande Vitesse*), pero que encierran numerosos puntos delicados en las zonas de momentos flectores negativos.

La primera aplicación de esta innovación se produjo durante el proyecto de los pasos superiores de nueva planta de Vilobi (figura 26-a) y La Roca (figura 26-b), sobre la A-7 en Barcelona (1994), que debían asemejarse en lo posible a los sistemas de luces ampliadas, aplicadas en un número importante de casos en el mismo tramo de la autopista.



Figura 26. a) Paso superior de Vilobi sobre la A-7.
b) Paso superior de la Roca sobre la A-7.

El desarrollo y características de esta tipología fueron presentados en el Congreso de Puentes de Pittsburg (1995) [10] pero creo que no fue muy comprendida, a excepción de por los expertos franceses del tipo de puentes antedichos, como posteriormente se tuvo ocasión de discutir con ellos en las sucesivas Jornadas de Puentes Mixtos.

Dicha denominación indica con claridad el objetivo perseguido: emplear el acero estructural en los puentes mixtos con vigas cajón de una manera estricta, situándose este material exclusivamente en las zonas netamente favorables a dicho material.

Así, la chapa inferior de fondo de los cajones metálicos resulta prácticamente eliminada a lo largo de todo el puente, sustituyéndose por losas de hormigón de espesor adecuadamente variable, siguiendo el diagrama envolvente de flexiones, conservándose tan solo dos relativamente estrechas platabandas metálicas en los bordes laterales de la viga cajón—centradas bajo las almas o, preferentemente, por estética y conservación, dispuestas hacia el interior del cajón—; chapas en las cuales se sitúan, además de las células de rigidez, usualmente empleadas, los necesarios conectadores para vincular las losas de fondo en hormigón.

El hormigonado de estas losas de fondo, suele venir confinado entre las paredes verticales de las células de rigidez inferiores y se puede efectuar en las zonas de momentos flectores negativos con notables espesores de dos maneras diferentes:

- Mediante sencillos encofrados inferiores temporales; apropiadamente suspendidos de las platabandas inferiores antedichas, cuando se trata de puentes cortos o viaductos montados *in situ* mediante segmentos metálicos apropiados.
- Mediante un encofrado vertical retráctil, situado en el parque de lanzamiento por empuje, cuando este es el procedimiento constructivo empleado.

En este último caso, el fondo del vano situado al frente del empuje no se hormigona, para no introducir un peso desfavorable en zonas que además no han de resistir esfuerzos importantes durante la maniobra, dado que perjudicarían notablemente las flechas en el extremo (“nariz”) del frente de avance. Dicho tramo se hormigona al término del proceso de empuje, una vez que toda la estructura se encuentra en su posición definitiva.

El resto de estas losas de fondo, sucesivamente hormigonadas durante el proceso de empuje, deben ser convenientemente armadas: longitudinalmente, para evitar la fisuración excesiva de las mismas durante las fases de aplicación de momentos flectores positivos en el empuje, y garantizar el apropiado cierre de tales microfisuras al cambiar el signo de tales esfuerzos, en las posiciones de apoyo durante el empuje; y transversalmente, para hacer frente a las solicitaciones de flexión por peso propio y a las torsionales globales del sistema mixto.

Esta disposición con las losas de fondo exclusivamente situadas en las zonas de flexión negativa fue posteriormente aplicada en numerosas ocasiones, por su efectividad y economía:

- Variante de las Casas sobre la SO-20 en Soria (1998) (figura 27).
- Puente de Santa Lucia, sobre la ría del mismo nombre en Montevideo (Uruguay) (2005) (figura 28).
- Viaducto del estrecho de Paredes en la A-40, Cuenca (2010) (figura 29), en colaboración con Ginés Ladrón de Guevara de MC2.
- Viaducto del Nalón (2006) (figura 30).



Figura 27. Variante de las Casas sobre la SO-20 (Soria).



Figura 28. Puente de Santa Lucía, Montevideo (Uruguay).



Figura 29. Viaducto del estrecho de Paredes en la A-40 (Cuenca).

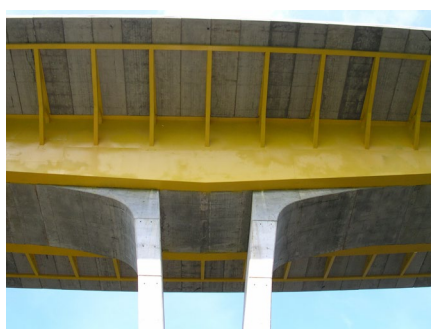


Figura 30. Viaducto del Nalón (Asturias). a) Vista general inferior. b) Fondo del cajón en pilas principales. c) Fondo del cajón en pila tipo.

Pero la principal innovación aportada por este tipo de soluciones en cajón estricto, y especialmente favorable en los casos en que se requieran condiciones muy rigurosas de deformabilidad, corresponde al empleo de dicho tipo de losas inferiores de hormigón en vigas cajón, también en las zonas de momentos flectores positivos, lo cual parece en principio una contradicción. Sin embargo, y tal como seguidamente se describe, esta solución ofrece un enorme interés y muchas posibilidades.

En estos casos, la chapa de acero que usualmente cerraba inferiormente las vigas cajón metálicas de los puentes continuos mixtos en las zonas centrales de los vanos, solicitadas por momentos flectores positivos, es sustituida –de manera semejante a lo expuesto para las zonas de apoyo con flectores negativos– por una losa, en este caso muy delgada, de hormigón armado, compuesta por:

- Una placa prefabricada de tipo semirresistente, de pequeño espesor, en la parte inferior;
- y una capa superior hormigonada *in situ*, también de espesor reducido.

En ambas zonas se incluyen las oportunas armaduras pasivas necesarias para hacer frente, con mínimas fisuraciones a las tensiones principales de tracción provocadas por las sollicitaciones torsionales del sistema, combinadas con las de flexión positiva, tanto transversales como longitudinales. En este último caso de flexión positiva global del cajón, sin embargo, la aportación en rotura de la armadura longitudinal en las placas no se considera, siendo tal esfuerzo encomendado exclusivamente a la resistencia de las platabandas inferiores de acero dispuestas en los laterales de la viga cajón y las armaduras incorporadas a la capa de hormigón sobre dichas placas.

En servicio, especialmente en lo relativo a las inercias que gobiernan los valores de las flechas, las losas inferiores de

hormigón sí se consideran con el valor de la rigidez fisurada (*tension stiffening*), lo cual incrementa muy apreciablemente la inercia del conjunto, que reduce las citadas flechas en servicio, así como limitando notablemente los efectos dinámicos de vibración; aspectos ambos de la mayor importancia en la funcionalidad de los puentes ferroviarios de las líneas de alta velocidad.

Empleadas también por vez primera en los citados pasos superiores de Vilobi y La Roca, tuvieron su mayor importancia en el diseño del viaducto del “Arroyo de las Piedras” para el AVE en Málaga (2006) (figura 31), en colaboración con Francisco Millanes, entonces en IDEAM; empresa que dirigiría posteriormente la obra y que, más tarde, llevaría a cabo otros grandes proyectos con este tipo de soluciones en cajón estricto para importantes viaductos en los trayectos del AVE.

La siguiente innovación corresponde a las pilas mixtas, incluyendo los pilonos de puentes atirantados. Esta solución responde, en general, más que a una utilización técnica propiamente dicha, a un diseño estético-constructivo, aunque en casos singulares, especialmente en pilonos, el sistema mixto sí puede aportar aspectos esenciales de carácter muy variado; resistente, deformacional, ductilidad, fatiga, etc. favoreciendo expresamente este tipo de soluciones.

Su empleo se inició en los pasos superiores de los accesos al centro comercial del Jarama (1982) (figura 23), en las pilas de hormigón, a las cuales se incorporaron rebordes metálicos de acero CORTEN. Su empleo en este caso, como antes se ha mencionado, respondió más a lograr una profunda visión dialéctica entre esos dos materiales, que a incrementar la capacidad resistente de las piezas. Diálogo en el cual fueron también incluidas las impostas y barandillas en acero corten, para incrementar la intensidad visual del conjunto.



Figura 31. Viaducto de las Piedras (Málaga).

Posteriormente, este tipo de pilas fue utilizado en muy diversas ocasiones, entre las cuales pueden destacarse:

- Paso superior de la calle Torrelaguna sobre la A-2 en Madrid (1983) (figura 32), en la que predominaron los aspectos estéticos y de unificación de elementos.
- Paso superior de Marqués de Suanes sobre la A-2 en Madrid (1987) (figuras 33 y 34). Mediante este diseño combinado, las pilas se transformaron en verdaderos objetos escultóricos de tipo suprematista.
- Pasos superiores de Vilobi (figura 35) y La Roca (figura 36) (1994).
- Doble puente de Sant Adrià sobre la Ronda Litoral de Barcelona (1991) (figura 37), con idéntica disposición que en el caso de marqués de Suanes.
- Puentes E-23 y E-25 en la circunvalación de Valencia sobre la salida de la A-3 hacia Madrid (1991) (figura 38).
- Puente para el AVE sobre la calle Comercio en Madrid (2012) (figura 39), en colaboración con Álvaro Serrano Corral de MC2.

Una versión especial, de cierto interés, corresponde a la pila mixta de acero inoxidable y hormigón ligeramente armado en el interior de las barras diagonales comprimidas, del puente del parque tecnológico de Granadilla en Tenerife (1997) (figura 40); cumpliendo no solo una labor de imagen singular (concurso de proyectos), sino funciones de importancia en los aspectos constructivos y de durabilidad, al favorecer activamente la ejecución y actuar magníficamente frente a la corrosión marina y las tormentas de arena, muy usuales en ese enclave, manifestando con gran claridad los posibles empleos favorables de este tipo de elementos estructurales en casos especiales.

En el puente de las Américas sobre la autovía de acceso al aeropuerto internacional de Montevideo, Uruguay (2005)

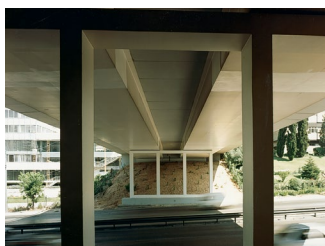


Figura 32. Paso sobre la A-2 c/ Torrelaguna (Madrid).



Figura 33. Paso sobre la A-2 c/ Marqués de Suanes (Madrid).



Figura 34. Paso sobre la A-2 c/ Marqués de Suanes (Madrid).



Figura 35. Pasos superiores de Vilobi (Girona).



Figura 36. Pasos superiores de La Roca.



Figura 37. Puente de Sant Adria (Barcelona).



Figura 38. Puentes E-23 y E-25 (Valencia).



Figura 39. Puente para AVE c/Comercio (Madrid).



Figura 40. Puente de Granadilla (Tenerife).

(figura 41) el empleo de una solución mixta para el pilono atirantado resultó absolutamente inmejorable ya que, aparte de permitir configurar con nitidez la imagen de su compleja y esbelta forma, buscada para constituir un icono –de carácter escultórico y muy estético, que impulsara la regeneración de una zona urbana muy deprimida– sus aportaciones en el plano técnico fueron esenciales:

- Por una parte, permitió, como se ha dicho, una ejecución rápida, precisa y perfecta de la forma buscada.
- Por otra, favoreció la ejecución de un pretensado vertical excéntrico al fuste, capaz de establecer una igualdad de flexiones alternadas idénticas entre la fase permanente (con solicitaciones de compresión casi simple) y la fase de máximas sobrecargas excéntricas sobre el fuste; consiguiéndose de esta manera un coste global muy económico para una realización completa y atractiva.

En proyectos no construidos:

- Puentes de Sama de Langreo (1987) (figura 42) y río Lézrez, Pontevedra (1991) (figura 43), ambos atirantados. En esta tipología el pilono mixto central resulta una solución de gran esbeltez y elegancia.
- Grandes pilas en delta (figura 44) y abanico (figura 45) de las soluciones propuestas para el 2º puente sobre el canal



Figura 41. Pila del puente de las Américas (Montevideo).



Figura 42. Proyecto del puente de Sama de Langreo (Asturias).



Figura 43. Proyecto del puente de Lerez (Pontevedra).



Figura 44. Proyecto de puente sobre el canal de Panamá. Solución delta.



Figura 45. Proyecto de puente sobre el canal de Panamá. Solución abanico.

de Panamá (2000), en colaboración con Jorge Bernabéu Larena de MC2.

- Una innovación muy singular, a mitad de camino entre la estética y la técnica, fue empleada en los grandes fondos de las vigas cajón mixtas de canto variable de los vanos del puente de Cerdeña en Barcelona (1991), empotrados en los muros del túnel de enlaces ferroviario existente en la zona y al cual cruzaban.

En este caso, además de plantear una visión inferior totalmente en CORTEN, incluyendo los fondos de los voladizos del tablero y sus impostas, y emplear –por supuesto– la doble acción mixta, se buscaba conseguir un artesanado especial de tales fondos (figuras 46-a y 46-b), en la línea estética neoclasicista del arquitecto inglés Robert Adams (fi-

gura 46-c). Para ello, se dispusieron listeles rehundidos que, a la vez que determinaban la presencia de dicho artesanado, eran también rigidizadores longitudinales o transversales, según las zonas.

Aunque la ejecución de estos paneles era ligeramente más laboriosa que en la solución tradicional, el efecto logrado respondió al objeto estético buscado, reduciendo la pesadez visual que unos paneles planos y de gran ancho pueden producir, transformándolos en unos elementos atractivos y singulares.

- Innovación aplicada a las ampliaciones de luces de pasos superiores en la A-7 en Barcelona (1991) (figuras 47, 48 y 49).

Esta necesidad funcional, que se va acrecentando a medida que los sistemas viales requieren incrementar las capacidades



Figura 46. a) zona inferior en el estribo. b) zona inferior en el empostramiento de la plaza central. c) artesanado de un salón de Robert Adams.



Figura 47. Paso superior típico.



Figura 48. Paso superior con doble cajón de hormigón.



Figura 49. Paso superior con cajón muy ancho sobre hormigón.

de su tráfico rodado, puede realizarse:

- Mediante un pretensado exterior de gran potencia, que conlleva operaciones muy complejas y unos resultados estéticos francamente deplorables, por su acritud y dureza.
- Con la innovación del denominado método de las "parihuelas". Solución combinado-mixta, consistente en disponer acopladas colateralmente a los elementos del cajón existente de hormigón pretensado, dos vigas cajón romboidales de acero corten para poder, posteriormente a la realización en el hormigón de unas perforaciones transversales a media altura, introducir en las mismas barras de pretensado apropiadas que, cruzando el cajón de hormigón, pretensan transversalmente todo el sistema conjunto. Estos grupos de barras, situados sobre los puntos de apoyo del paso superior en las pilas que han de eliminarse, efectúan, por rozamiento, el traspaso de las fuerzas de reacción a las vigas metálicas antedichas, mediante la transferencia por elevación de estas últimas. De esta manera, el sistema queda apoyado sobre las nuevas pilas de carácter

mixto, con zonas metálicas extremas conectadas con el resto del hormigón que completan los fustes, recibiendo las nuevas reacciones, pero pasando el cajón de hormigón sobre las mismas, sin apoyar inicialmente. En dicho momento las pilas originales pueden ser demolidas al estar completamente descargadas.

Al quedar el sistema de hormigón con las mismas reacciones y geometría iniciales, los esfuerzos en el mismo son idénticos a los previos. Las variaciones posteriores de los esfuerzos debidos a las sobrecargas, al experimentar las vigas parihuela leves asentamientos en los antiguos puntos de apoyo, son muy pequeñas y pueden incluso reducirse, efectuando una leve sobre-elevación durante la transferencia, de manera que se puedan compensar tales efectos.

Asimismo, pueden colocarse apoyos muy elásticos del cajón de hormigón sobre las nuevas pilas, de manera que, a partir de un cierto estado, aparezcan reacciones capaces de garantizar que las envolventes finales del sistema de hormigón en rotura se acoplan a las capacidades del mismo.



Figura 50. Pasos superiores de luces ampliadas con solución en pescante.

Otra versión de esta tipología fue empleada en el caso de las ampliaciones de luces de los pasos superiores del *by-pass* de Valencia (figura 50), así como en otras estructuras de la autopiستا del Cantábrico en Guipúzcoa y en la zona de Galicia.

En tales casos, al no existir pila central, las vigas parihuela fueron sustituidas por sendas piezas mixtas en pescante que recogían, en los extremos del dintel horizontal volado, las reacciones de la estructura inicial sobre las antiguas pilas. Los mecanismos de cosido y transferencia resultan en todo momento idénticos a los casos anteriores, garantizando el nuevo proceso resistente del sistema.

Otra innovación definida como continuidad mixta, de grandes piezas de hormigón pretensado en cajón abierto superiormente (“artesas”), consistió inicialmente en incorporar a elementos de este tipo, con canto variable entre un máximo en los extremos y un mínimo en el centro, dos elementos laterales inferiores en L de acero corten, situados en las esquinas inferiores del cajón en taller y conectados al mismo; así como elementos verticales y horizontales en los extremos, de manera que se pueda conseguir que, al contactar *in situ* dos de estas piezas, el espacio dejado se pueda rellenar de hormigón, para conectar ambas piezas entre sí y al sistema metálico antedicho, estableciendo una continuidad global.

En ese momento, el sistema se pretensa de manera exenta (pretensado exterior) mediante cables inclinados dispuestos en el interior de ambos cajones, quedando el conjunto preparado para recibir el sistema de placas prefabricadas semirresistentes y el posterior hormigonado *in situ* de la capa superior, que conecta toda la losa del tablero al sistema cajón previamente descrito.

Tanto este grupo de cargas, como el resto de acciones permanentes y sobrecargas, determinan un estado de tensiones en las vigas cajón que no provocan fisuración de las mismas y que, colaborando en agotamiento, las armaduras de pretensar conjuntamente con las armaduras superiores pasivas dispuestas en la losa superior del tablero, para garantizar la resistencia requerida.

Esta solución fue aplicada, buscando una visión estética adicional muy marcada, en el puente de Valencia sobre el río Turia en 1992, en la zona denominada el Jardín (figura 51).



Figura 51. Puente sobre el río Turia (Valencia).

Posteriormente, esta aplicación se adaptaría a elementos artesa de hormigón pretensado, utilizando en obra un pretensado exterior horizontal dispuesto en las cabezas superiores sobre las

zonas de apoyos, para conseguir idénticas condiciones a las antedichas en el sistema parcial continuo. Esta versión se aplicó en los viaductos de La Clamor y El Gallo en la línea del AVE Madrid-Barcelona (1999) (figura 52).



Figura 52. Viaducto de La Clamor, L.A.V. Madrid-Barcelona.

La siguiente innovación de importancia corresponde a las denominadas células elásticas de empotramiento, planteada por vez primera en el puente del Arenal en Córdoba (1993) (figura 53). En este puente, como ya se ha expuesto al describir los sistemas híbridos, se deseaba lograr el canto más estricto posible, para favorecer el desagüe del vano central y la disposición de pasos peatonales situados bajo los vanos laterales en sus encuentros con los estribos.



Figura 53. Ejecución de la zona de célula elástica.

Para lograr este fin, se consideró que el vano principal debía tener un empotramiento mayor al que los vanos laterales en continuidad le proporcionaban. Para ello, se incorporaron en cada pila unos empotramientos elásticos regulables de gran capacidad, integrados en las mismas; de tal manera que una gran parte de los momentos flectores negativos máximos de dicho vano central se transmitieran a las cimentaciones de las pilas, “filtrando” la transferencia de tales momentos negativos a los vanos laterales, para lograr que el valor de estos esfuerzos fuera del mismo orden que los provocados en dichos vanos en la hipótesis de máximas sobrecargas actuando sobre los mismos.

El mencionado filtro lo producen las células de empotramiento elástico, constituidas por un doble sistema de diafragmas en cada pila, con una separación de 2.50 m entre sí, análoga a la longitud visual horizontal del fondo de dichas pilas (figura 54).

Tales pilas en realidad actúan como grandes piezas cajón longitudinales; es decir, como una importante “expansión”

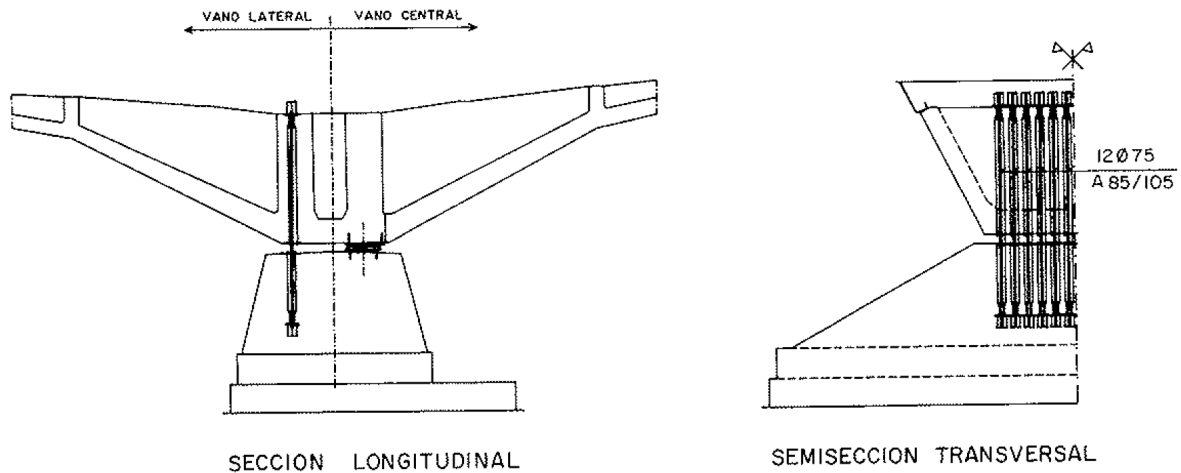


Figura 54. Esquema de célula de empotramiento elástico.

geométrica del canto variable diseñado para los vanos del puente, estando constituidas las vigas en tales zonas por un cajón de hormigón con almas híbridas: con una zona inferior correspondiente a la pseudo pila en hormigón; y otra superior en acero estructural, en continuidad resistente y visual con los vanos mixtos del puente.

Se trataría, por tanto, de un concepto estético-técnico, de carácter postmodernista, al visualizarse la tipología resistente de una manera diferente al trabajo real del sistema.

Las parejas de mamparos o diafragmas de cada célula elástica en apoyos están constituidas de la siguiente forma:

- El mamparo interior al vano central, por un grueso tabique de hormigón armado que resiste las potentes compresiones de los pares de empotramiento recogidos por las células.
- El mamparo exterior, por una celosía metálica en su parte alta –coincidente con la zona de alma metálica–; combinado con otro tabique de hormigón en la zona inferior. En este último, y en paralelo con la celosía, se introduce en las vainas tubulares dejadas a tal efecto un conjunto de barras de pretensado que se anclan inferiormente en la cimentación y superiormente en el borde alto del citado semimamparo de hormigón.

Esta disposición de células proporciona un método constructivo muy favorable ya que, una vez construidas dichas piezas, y tras el tesado y fijación de las barras, el sistema pila es capaz de recibir, sin ningún tipo de apeos o elementos auxiliares, las acciones del montaje de los vanos; primero en articulación, al ser montados, y posteriormente como continuos, tras el soldeo de las juntas de unión entre dovelas metálicas.

La ejecución del tablero es, asimismo, de carácter totalmente autoportante, resistiendo el sistema híbrido pila-cajones metálicos, una vez pretensada la zona de losa del tablero sobre la pila, las acciones de construcción del tablero; contribuyendo así todos los subsistemas al mejor aprovechamiento posible de los materiales y a la facilidad de ejecución citada.

Esta innovación de células elásticas sería empleada más adelante en diversas ocasiones, con notable aportación de estas

a la estética de las obras y en los procesos constructivos de gran sencillez que procuran:

- 4º puente sobre el Urumea en San Sebastián (2000) (figura 55). En este caso las células se sitúan integradas en el interior de los muros que canalizan la ría, sin presencia visible, efectuando el empotramiento del vano único de 80 m de luz, para conferir una magnífica esbeltez a la obra. Las células permiten, inicialmente, colocar un tramo metálico corto en voladizo sobre cada una de las mismas; voladizos capaces de recoger en sus extremos a la dovela central flotante que cierra el cajón metálico, completándose así –tras el soldeo de dichas dovelas– el sistema autoportante que recibirá la losa completa de hormigón del tablero.



Figura 55. Puente sobre el Urumea (San Sebastián).

- De manera parecida, este tipo de células fueron dispuestas en los extremos del puente de Villanueva de la Serena sobre el río Guadiana (2008) (figura 56), complementando a la gran pila central para lograr un sistema de dos vanos semiempotrados, esbeltos y de menor coste.



Figura 56. Vistas de la pila central en la solución ideal proyectada.

Estas células elásticas no solo representan posibilidades técnicas y constructivas de interés en el diseño y la economía, sino que ofrecen la capacidad de reajustar, durante las fases isostáticas del proceso, las flechas de recepción y montaje de los tramos, garantizando el poder regular fácilmente eventuales errores de ejecución o rigideces reales frente a las teóricas consideradas para los elementos, eliminando rasantes incorrectas y evitando rellenos inadecuados de corrección.

La reposición de las barras de tesado de las células, las cuales incluyen rótulas esféricas en los extremos de las mismas, para impedir la presencia de esfuerzos parásitos transversales

causados por los movimientos longitudinales del puente, está contemplada a lo largo de toda la vida de la obra, para garantizar así su trabajo, de manera que estos sistemas funcionen como apoyos deslizantes en todo momento.

No como innovación, pero sí como aplicación activa de los sistemas mixtos, la rehabilitación del puente de Tordera (1996) (figura 57), proyecto de 1939 de Eduardo Torroja quién, de manera también innovadora, había introducido en esta obra una solución mixta, si bien no activamente considerada en la resistencia, sí favorecedora de las condiciones de rigidez frente a la deformabilidad. Ello permitió el empleo de subsistemas mixtos adecuados para ampliar el ancho de calzada y garantizar la seguridad frente a las nuevas acciones, superiores a las del diseño inicial, que el puente debía resistir; respetándose en todo momento la imagen original de la obra, aunque con apropiados refuerzos de sus elementos.

Empuje y volteo en el puente de Contreras (1998) (figura 58). La solución constructiva de esta gran obra en celosía mixta utilizó este procedimiento, no como innovación personal, sino como empleo del método planteado conjuntamente por la empresa LASTRA, especializada en este tipo de montajes, y el ingeniero proyectista Hugo Corres Peiretti, para la construcción de un puente sobre el Sil en León, más tarde realizado con dicho procedimiento.



Figura 57. Puente de Tordera (Gerona). Vista inferior del puente ensanchado y rehabilitado.



Figura 58. Viaducto de Contreras (Valencia).

Método Ábaco para empuje de puentes continuos de canto variable. Esta innovación, aplicada por vez primera en el puente de Santa Lucía en Montevideo (Uruguay) (2005), había sido planteada previamente para el proyecto de este tipo de obras en alguna ocasión previa no realizada; e incluso fue expuesta y descrita, de manera genérica, en un artículo presentado en la Jornada del Grupo Español del IABSE del año 2000 [11] incluyéndose entre una gama genérica de soluciones aplicables a puentes y edificios empleando procesos evolutivos autogenerativos muy diversos.

Este método considero que tiene –como he señalado antes para el caso de los sistemas híbridos– un recorrido importante en el caso de viaductos sobre zonas complejas: dársenas, grandes ríos, valles profundos, etc. o urbanas muy congestionadas con infraestructuras o edificaciones previas.

El concepto base es emplear para el tablero un sistema mixto de canto constante, fácilmente empujable, adoptando para todos los vanos unas longitudes ideales iguales o muy parecidas, al incorporar sobre los fustes de las pilas reales principales del viaducto, a modo de brazos de una T, elementos

volados de longitudes tales que las luces prácticas libres de los vanos entre extremos de dichos brazos resulten parecidas.

Una vez que estos sistemas en T están construidos –que podrían serlo también con otras formas diferentes: en V, en ∇ delta, u otras; y de tipologías diversas: hormigón, mixtos, metálicos de alma llena, o de celosía, etc. – la disposición de los apoyos de rodadura en los extremos de estos brazos, permiten el empuje de un tablero de canto constante que salva dichas luces muy homogéneas con gran sencillez. Ello requiere, no obstante, un apoyo analítico muy especial, que tenga en cuenta la alta deformabilidad interactiva de tales piezas en T cuando reciben las cargas de paso en uno de los extremos, sin todavía ejercerse en el extremo opuesto del voladizo ningún tipo de acción; y combinado todo ello con las posibilidades de: cajones estrictos con sus losas de hormigón de fondo ya ejecutadas; eventual fisuración de elementos: fustes y brazos de pilas; etc. Análisis que ha de ser muy exactamente definido durante el desarrollo evolutivo del proceso.

Un aspecto de interés, que considero oportuno exponer, corresponde al diseño de la zona de cambio de canto en los extremos de los brazos volados de las pilas, una vez que ambos sistemas se conectan y pasan a formar uno en la obra definitiva. Se podría disponer el remate de estas piezas muy afinado, manteniendo el apoyo provisional de rodadura hacia al interior del brazo, y lograr así rigidez y resistencias apropiadas para responder en la fase de empuje más desfavorable; pero en tal caso, se requeriría una sobre elevación adicional de tal apoyo, para que el frente del avance no incidiera previamente en la punta del voladizo, con los problemas que esto añadiría a la evolución de flechas, elevación temporal de apoyos dorsales, etc. Este tipo de problemas en los sistemas de remate afinados (que también podrían ser inicialmente abatibles y luego recogidos) determina que, salvo en casos especiales, sea preferible el cambio brusco del canto de la estructura completa.

Con esta disposición, el flujo de esfuerzos en la estructura final completa da lugar a un importante desvío de las fuertes

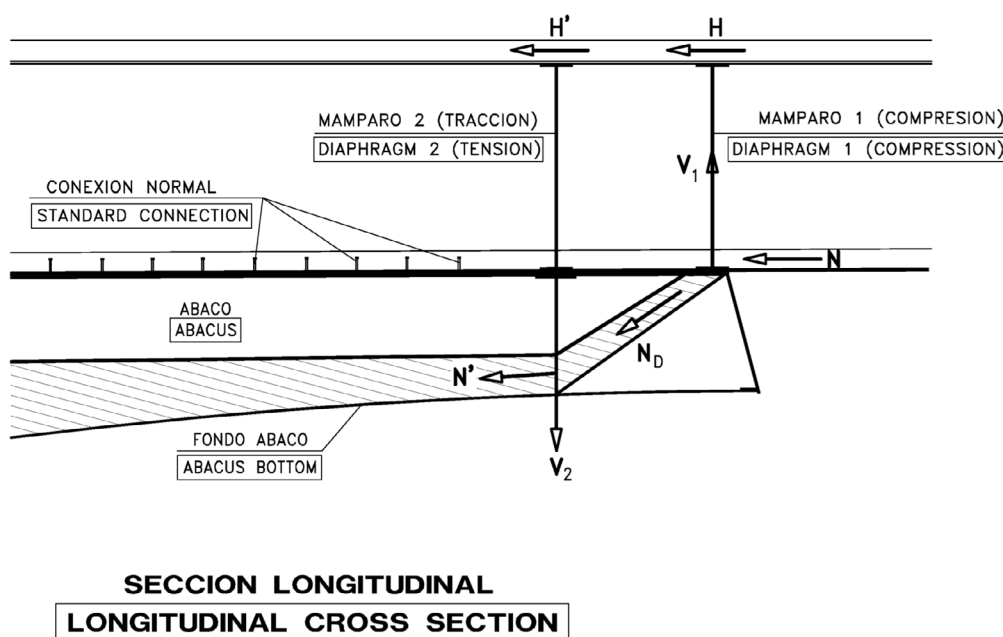


Figura 59. Esquema del desvío de fuerzas en la zona de unión tablero-ábaco.

compresiones que circulan por el cordón inferior, requiriéndose para ello un doble sistema (figura 59):

- Por una parte, dos diafragmas o mamparos en el extremo del brazo de las T, capaces de recoger las componentes verticales del doble desvío: uno, exterior, comprimido y el otro, interior, traccionado.
- Por otra, un elemento diagonal, normalmente una losa de hormigón, capaz de transmitir las fuerzas de compresión del mamparo exterior al interior.

Debe tenerse muy en consideración, de manera precisa, la disposición de los nudos en que se producen tales desvíos: el primero más sencillo, al ser comprimido, pero el segundo mucho más delicado, al tratarse de un empuje al vacío, que requiere resistir la tracción vertical correspondiente.

Otros aspectos de importancia en estos sistemas son, aparte de la capacidad frente a las flexiones negativas y los fuertes cortantes, la eventual fisuración de los fustes, y la pérdida de rigidez que ello comporta, que podría llegar a la necesidad de grandes refuerzos pasivos o pretensados temporales o definitivos, en las soluciones con elementos de hormigón.

Finalmente, también es importante analizar los detalles constructivos para la conexión entre los sistemas de pilas y el cajón empujado, al término de las maniobras de empuje y del posterior descenso que se requiere tras la retirada de los aparatos deslizantes de apoyo, para que ambos sistemas, bordes superiores de los brazos de las T y cordones inferiores del cajón empujado, contacten. Se pueden contemplar soluciones muy variadas: rellenos de hormigón de cavidades en los que se albergan las conexiones, soldeo de platabandas de ambos subsistemas, tornillos de alta resistencia, etc.

Este método se aplicó posteriormente, utilizando ábacos mixtos, en el viaducto del estrecho de Paredes en Cuenca (2008) (figura 60), en colaboración con Ginés Ladrón de Guevara de MC2.



Figura 60. Llegada del tramo empujado al ábaco mixto.

Sistema de tablero semiinferior con alas metálicas superiores exentas pretensadas, empleado en el puente de Miraflores de Córdoba sobre el Guadalquivir (2003) (figura 61). Para reducir al mínimo la incidencia de dicho tablero en el desagüe del río, se dispuso un dintel de canto constante muy restringido, con la losa del tablero a mitad de altura y las alas superiores exentas en los laterales del sistema, situándose las almas a modo de barandillas o balaustradas.



Figura 61. Puente de Miraflores (Córdoba).

Se emplearon células de empotramiento elástico en los extremos de los dos vanos y empotramiento rígido en la pila central única, constituida por un potente elemento de hormigón. Se aprovechaba así al máximo la alta capacidad a flexión negativa de este sistema mixto, disponiendo además en los cordones superiores traccionados de tales zonas de apoyo un fuerte pretensado, mediante barras interiores a las células de rigidez superiores que forman tales cordones; células dispuestas para incrementar la capacidad frente al pandeo lateral en las cabezas exentas de las zonas con flexiones positivas.

El proceso constructivo utilizó también los mecanismos de empotramiento de voladizos en las células elásticas de extremo y del empotramiento rígido en la pila central, para reducir al mínimo los elementos auxiliares de montaje y construcción.

Sistemas de vigas escalonadas y quebradas. Esta innovación tiene su origen en el tratamiento de las almas híbridas ya descrito, y su objetivo es desdoblarse la sección cajón en dos zonas (figura 62):

- Una superior, de carácter constante a lo largo del puente, que propicia con su cordón inferior corrido la posibilidad de empujar el conjunto del puente con una rasante continua, como si de un puente de canto constante se tratara.
- Otra inferior, a modo de canto variable, que solo se presenta en las zonas de apoyo en las pilas y que queda remetida apropiadamente respecto a la parte superior, de manera que no interfiera durante el proceso de empuje. Esta parte inferior puede ser:
 - Metálica, con capacidad para incluir interiormente el hormigón inferior que se requiera, desde el punto de vista resistente, en el puente terminado.
 - Estricta, con alas metálicas extremas y losa de hormigón vista en toda la zona central inferior, empleando encofrados para su hormigonado.



Figura 62. Disposición y tipos de soluciones.

Las ventajas que este sistema presenta respecto al método ábaco, especialmente en luces medias o medio altas, radica en que no son necesarias las operaciones finales de descenso y conexión requeridas en tal método al completarse el empuje; sino que la estructura de canto variable queda completamente terminada y preparada para recibir el tablero superior a la simple conclusión de dicho empuje.

Los apoyos definitivos sobre pilas pueden mantenerse en el patín intermedio (cordón inferior de la zona de canto constante) o, preferiblemente, situarse bajo las zonas inferiores, favoreciendo la distribución interna de los esfuerzos locales.

Los proyectos planteados con esta posible solución no llegaron a realizarse. Incluso en el caso del puente sobre la A-31 en Albacete para el AVE, en el cual, debido a las dificultades del entorno se exigía una ejecución sin interrumpir en absoluto los diversos tráncos inferiores existentes. Finalmente, la Administración aprobó realizar cortes nocturnos reducidos, y el diseño se adaptó a una solución más sencilla de almas planas, manteniendo el resto del diseño.

Una versión parecida, aunque de carácter provisional, fue empleada para el empuje del tramo principal del puente del Nalón, introduciendo alas inferiores de rodadura provisionales, situadas al exterior de las almas, en las zonas de canto variable (figura 63); modificándose lateralmente en un momento dado las posiciones de los aparatos de rodadura de las fases de apoyo inferior a las más exteriores de los patines auxiliares.



Figura 63. Disposición de patín auxiliar en el inicio de la zona de canto variable.

La aplicación de los puentes mixtos al ámbito ferroviario, especialmente en los casos de líneas de alta velocidad, ofrece una

interesante lista de características muy favorables, tanto en los aspectos funcionales (rigidez muy elevada y activa respecto a la deformabilidad y a las vibraciones y efectos dinámicos vía-estructura, que mejoran sensiblemente el comportamiento de los sistemas), como de la constructibilidad y de la economía.

En términos generales, todas las innovaciones desarrolladas en el campo de la construcción mixta que han sido expuestas previamente fueron siempre planteadas con la intención predominante de conseguir mejoras apreciables en los ámbitos constructivos, económicos y funcionales, una y otra vez mencionados. Pero no lejos de ese objetivo primordial, esa búsqueda alentaba la pretensión intensa de lograr, también, una estética del mayor atractivo posible, empleando las combinaciones que la pareja de materiales puestos en juego aporta en todos sus registros: cromáticos, texturales, formales, históricos, emocionales, etc.

Para ello, la filosofía aplicada incluyó rasgos y enfoques tanto conceptuales como artísticos, tratados con el mayor empeño posible, y desarrollados a través de muy diversos artículos y conferencias.

Como colofón final, que trata de combinar todos estos últimos propósitos expuestos, no quiero dejar de referirme a la última publicación efectuada (figura 64), aun cuando la misma no se vincule en modo alguno con la actividad técnica que ha conformado toda la trayectoria profesional relatada, sino a una de esas otras “afinidades electivas” que he deseado mantener prolongadamente con la cultura, y que han sido actividades paralelas en mi recorrido vital; las cuales, sin duda, influyeron dialécticamente en todo cuanto en el campo de la técnica haya podido realizar.



Figura 64. Portadas de los volúmenes de “La pintura del siglo XIX”.

3. CONCLUSIÓN

La presentación previamente realizada de diversas innovaciones aplicables a los puentes mixtos de hormigón y acero estructural, muestra tan solo una pequeña parte de las muchas que encierran estos sistemas, cuando se analiza la enorme flexibilidad de diseño y constructiva que la combinación del acero estructural, los pretensados y el hormigón de fondo permiten. Esta flexibilidad citada no hace sino reflejar el núcleo intrínseco de posibilidades, tanto resistentes, como constructivas y estéticas que tales sistemas contienen y que están a la espera de la imaginación creativa de los ingenieros estructurales capaces de entender el lenguaje especial con el que esas posibilidades se expresan.

La recompensa de este artículo estaría en su eventual capacidad para estimular a los recientes ingenieros noveles –a quienes ya no tuve oportunidad de exponerles en clases mis ideas– a utilizar cualquiera de los procesos mostrados, mejorándolos o transformándolos en lo que resulte preciso, para lograr una nueva dimensión y experiencia en función de su creatividad.

Finalmente, y destinado a esos jóvenes ingenieros, o a aquellos no tan jóvenes que deseen ampliar sus conocimientos, resumiría todo lo antedicho señalando que “nada es tan simple y definitivo como a primera vista puede parecer en los sistemas empleados en la ingeniería civil”, debiendo por ello actuarse siempre con una mirada penetrante, tratando de comprender en verdadera profundidad los mecanismos puestos en juego y visualizar en qué manera podría favorecerse el trabajo total o parcial de los mismos, así como simplificar los procesos constructivos y de montaje requeridos, porque esa observación detenida puede revelar, a veces, aspectos inusitados.

Referencias

- [1] Viest, I.M. & Fountain, R.S., Singleton, R.C. (1958). *Composite construction in steel and concrete for bridges and buildings*. New York: McGraw-Hill and ASCE.
- [2] Sattler, K. (1959). *Theorie der Verbundkonstruktionen*. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst.
- [3] Martínez Calzón, J. (1966). *Estructuras mixtas, teoría y práctica*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento (IETCC).
- [4] Martínez Calzón, J., Ortiz Herrera, J. (1978). *Construcción mixta hormigón-acero*. Madrid: Editorial Rueda.
- [5] Martínez Calzón, J. (Ed.). (1992). Puentes mixtos, estado actual de su tecnología y análisis. *Comunicaciones y mesas redondas de las I Jornadas Internacionales*, Barcelona. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos.
- [6] Martínez Calzón, J. (Ed.). (1995) Puentes mixtos, estado actual de su tecnología y análisis. *Comunicaciones y mesas redondas de las II Jornadas Internacionales*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos.
- [7] Martínez Calzón, J. (Ed.). (2001) Puentes mixtos: Vol. I: Puentes mixtos, estado actual de su tecnología y análisis; Vol. II: Composite bridges, state of the art in technology and analysis. *Comunicaciones y mesas redondas de las III Jornadas Internacionales*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos.
- [8] Martínez Calzón, J. (2006). *Puentes, estructuras, actitudes*. Madrid: Editorial Turner.
- [9] Bernabeu Larena, J. (2004). *Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa*. Tesis doctoral, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM). <http://oa.upm.es/269/1/04200415.pdf>.
- [10] Martínez Calzón, J. (1995). Strict box composite bridges. A new design of the optimum use of composite typology. *Proceedings 12th Annual International Bridge Conference*. Pittsburg, Pennsylvania (USA), 258-265.
- [11] Martínez Calzón, J. (2000). Innovaciones en construcción de puentes. Una exposición general de nuevos métodos de ejecución de puentes mixtos de hormigón y acero. *Comunicaciones de la Jornada "Tendencias en el diseño de puentes" del Grupo Español del IABSE*. Madrid: CEDEX.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MONOGRAFÍA 36

M

MONITORIZACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE ESTRUCTURAS EXISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

Grupo de Trabajo 4/6
Monitorización estructural
Comisión 4 "Uso y mantenimiento"

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

Performance-based slenderness limits for deformations and reinforcement stresses control in reinforced concrete beams

Límites de esbeltez basados en prestaciones para vigas de hormigón armado para el control de deformaciones y el control de tensiones en la armadura

Antonio Marí^{*,a}, Lluís Torres^b, Eva Oller^c, Cristina Barris^d

^a Prof. Dr. Department of Civil and Environmental Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC BarcelonaTech), Spain

^a Prof. Dr. Department of Mechanical Engineering and Industrial Construction. Universitat de Girona (UdG), Spain

^c Associate Prof. Dr. Dept. of Civil and Environmental Engineering. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC BarcelonaTech)

^d Associate Prof. Dr. Department of Mechanical Engineering and Industrial Construction. Univeristat de Girona (UdG)

Recibido el 24 de mayo de 2019; aceptado el 14 de diciembre de 2020

ABSTRACT

Due to the complex deformational behavior of cracked RC members, an effective way to ensure the fulfilment of the SLS is to limit the slenderness ratio l/d of the element. In this study, the deformation slenderness limit concept is generalized to incorporate crack width limitations. The proposed slenderness limits are compared with those derived from non-linear time-dependent analysis and also with those obtained using the EC2 method of deflections interpolation. Very good approximation and low scatter has been obtained showing that the proposed slenderness limits are a useful tool for performance-based design of RC structures.

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

KEYWORDS: Slenderness limits; deflection; crack width; SLS; performance-based design.

RESUMEN

Debido al complejo comportamiento en servicio de los elementos fisurados de hormigón armado, una forma efectiva de garantizar el cumplimiento de la verificación del estado límite de deformaciones es limitar la relación de esbeltez l/d del elemento. En este estudio, el concepto de esbeltez límite se generaliza para incorporar las limitaciones de abertura máxima de fisura. Los límites de esbeltez propuestos se comparan con los derivados del análisis no lineal dependiente del tiempo y también con los obtenidos utilizando el método de interpolación de flechas del Eurocódigo 2. Se ha obtenido una buena aproximación con una baja dispersión, lo que demuestra que los límites de esbeltez propuestos son una herramienta útil para el diseño basado en prestaciones de estructuras de hormigón armado.

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

PALABRAS CLAVE: límites de esbeltez; flecha; ancho de fisura; ELS; diseño basado en prestaciones.

1. INTRODUCTION

Excessive deformations may cause damage to non-structural elements, as well as problems related to aesthetics or functionality on Reinforced Concrete (RC) structures. To avoid excessive deflections that affect the serviceability performance of the structural members, their allowable design

value is limited to a fraction of their span l . For instance, a limit of $l/250$ is indicated in the Eurocode 2 [1] for the deflection due to quasi-permanent loads. Likewise, a limit of $l/500$ is applicable for the increment of deflection after construction of partitions or other elements susceptible to be damaged.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: antonio.mari@upc.edu (Antonio Marí).

Actual deflections are difficult to predict, due to complex phenomena such as cracking, creep and shrinkage of concrete, and to the uncertainty associated to some governing parameters such as the concrete tensile strength. Furthermore, long-term deflections are influenced by environmental conditions, element dimensions, concrete properties, reinforcement ratios, construction sequence, value and duration of sustained loading and age at loading, among others. In this context, simplified and conservative methods have been adopted by the codes of practice and recommendations, such as the Eurocode EC2 [1], fib Model Code for Concrete Structures 2010 [2], ACI 318 [3], and others. Even so, there is an extensive literature about discussion, improvement, or further simplification of such simplified methods (Gilbert [4], Bischoff and Scalon [5], Mari *et al.* [6]).

One of the most practical and effective ways to control excessive deflections is to provide the element with sufficient stiffness, which can be achieved by limiting the slenderness ratio, l/d , of the element. Furthermore, a proper selection of l/d may help in providing an adequate sizing of the cross section from the first steps of the design process thus contributing to its simplification. Different proposals and studies about limit slenderness ratios to avoid excessive deflections have been previously carried out. Among them, the most relevant are those carried out by Rangan [7] Gilbert [8], Scanlon and Choi [9], Lee and Scanlon [10], Bischoff and Scanlon [11], Bischoff [12], Pérez Caldentey *et al.* [13] and Gardner [14].

Control of cracking is another important aspect related to serviceability behavior of RC structures. Different parameters may influence crack width, but it is widely accepted that it is directly related to the tensile reinforcement strain (EC2 [1], MC2010 [2], Balazs and Borosnyoi [15], Gergely and Lutz [16], Frosch [17]). Strains (or stresses) in the tensile reinforcement can be calculated from the flexural moment distribution and sectional mechanical properties, and slenderness limits (as it is seen in the paper) related to a maximum stress in the reinforcement can be obtained. As a consequence, limitations of deflections may be related to the limitations of the cracks width required for aesthetic and durability reasons. Therefore, it can be said that it may be possible to find a domain of solutions in terms of l/d , reinforcement ratio and reinforcement stress or strain, which allow the simultaneous fulfilment of the SLS and the ULS of flexure. Barris *et al.* [18] studied the application of EC2 [1] formulation on SLS to Fiber Reinforced Polymer (FRP) RC flexural members, obtaining a formulation to obtain the slenderness limits that accomplish with the deflection limitation, maximum crack width and stresses in materials.

From the analysis of the existing literature, it is seen that there is not a unique accepted model to estimate the l/d ratio. Furthermore, the simultaneous fulfilment of a limit of stress intended for control of cracking is not taken into consideration. In the present study, the slenderness limit concept for deflection control is generalized to incorporate the crack width limitations in the framework of structural performance-based design.

2.

SLENDERNES RATIO ASSOCIATED TO DEFLECTION LIMITS

2.1 General

Consider a beam subjected to a dead load (g) and live load (q), uniformly distributed along the span length, so that the total load is $p = g + q$. Being ψ_2 the factor for the quasi-permanent load combination, the ratio between the quasi-permanent load and the total load, k_g , is defined as:

$$k_g = \frac{g + \psi_2 q}{g + q} \quad (1)$$

The long-term deflection (including the instantaneous and time-dependent deflections) produced by the quasi-permanent load combination must be limited to a fraction of the span length ($a_{qp} < l/C$)

$$a_{qp} = k_b \frac{k_g p l^4 k_t}{E_c I_{eff}} \leq \frac{l}{C} \quad (2)$$

where p is the total characteristic load ($g + q$); $k_g p$ is the quasi-permanent load; k_t is a factor that relates the time-dependent to the instantaneous deflection due to quasi-permanent loads; k_b is a factor to account for the support conditions (i.e. $k_b = 5/384$ for simply supported members); l is the span length; C is a constant that indicates the fraction of the length for limitation of deflections (i.e., $C = 250$ for the long-term deflection under the quasi-permanent load combination); I_{eff} is the effective moment of inertia, which takes into account concrete cracking and tension stiffening; and E_c is the modulus of elasticity of concrete.

In the next sections, each term of Eq. (2) will be derived and a simplified expression for the deflection slenderness limit will be obtained.

2.2 Effective moment of inertia I_{eff} and cracking factor kr

In the present study, it is considered that the members are cracked under the quasi-permanent load combination, assuming that in a certain moment, they could have been subject to the characteristic load. It is also taken into account that there are parts not cracked in the elements and that the concrete surrounding the reinforcement, placed between cracks contributes to the stiffness of the cracked regions (tension stiffening). Therefore, the following effective moment of inertia, I_{eff} , for computing deflections can be derived from the bilinear interpolation method for calculation of instantaneous deflections, provided by the MC2010 [2]:

$$I_{eff} = \frac{I_I I_{II}}{I_I \zeta + I_{II} (1 - \zeta)} \quad (3)$$

where I_I and I_{II} are, respectively, the moments of inertia of the uncracked and the fully cracked sections and ζ is an interpolation coefficient, which depends on the type of load and level of cracking, given by:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (4)$$

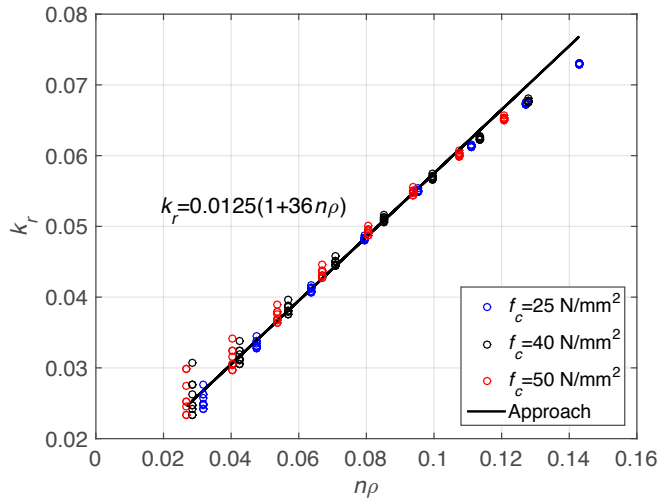


Figure 1. Cracking factor to obtain the effective inertia of a cracked section.

where β is a coefficient accounting for the type of loading ($\beta = 0.5$ for repeated or sustained loads); σ_s is the maximum attained stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the load considered; and σ_{sr} is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions that cause first cracking.

The un-cracked and fully cracked moments of inertia for a rectangular section of width b , effective depth d and total depth h can be obtained, neglecting the contribution of the compression reinforcement, by using the following equations:

$$I_l \cong I_g = \frac{bh^3}{12} \quad (5)$$

$$I_{II} = bh^3 n\rho \left(1 - \frac{x}{d}\right) \left(1 - \frac{x}{3d}\right) \quad (6)$$

where: $\rho = A_s/(bd)$ is the tensile reinforcement ratio; $n = E_s/E_c$ is the modular ratio between reinforcement and concrete; x is the neutral axis depth of the fully cracked section neglecting the compression reinforcement:

$$\frac{x}{d} = n\rho \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}}\right) \cong 0.75(n\rho)^{1/3} \quad (7)$$

Assuming an effective depth $d = 0.9h$, the value of I_{eff} for a cracked rectangular section, given by Eq. (3), can be well fitted by a straight line, see Figure 1, where dimensionless parameter $k_r = I_{eff}/bd^3$ is plotted as a function of the homogenized tensile reinforcement ratio $n\rho$, for reinforcement stresses at service of $\sigma_s = 175 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 225 \text{ N/mm}^2$ and $\sigma_s = 275 \text{ N/mm}^2$. It can be observed that depends on $n\rho$ and is practically not influenced by the reinforcement stress level.

Therefore, the effective moment of inertia can be expressed as:

$$I_{eff} = k_r bd^3 = 0.0125 (1 + 36n\rho) bd^3 \quad (8)$$

where k_r is the “cracking factor” that takes into account the tensile reinforcement ratio and the tension stiffening effect, given by Eq. (9)

$$k_r = 0.0125 (1 + 36n\rho) \quad (9)$$

2.3 Time-dependent deflections factor kt

In order to obtain the increment of deflections due to creep and shrinkage, a time-dependent analysis of a cracked section subjected to a sustained load must be done. Due to the constraint produced by the steel to the increment of concrete strains along the time, a relaxation of the maximum compressive stress in concrete and an increment of the neutral axis depth and of the stresses in the compressive reinforcement take place. Furthermore, according to experimental observations, the strain at the tensile reinforcement is almost constant along the time, so the section can be assumed to rotate around the reinforcement, see figure 2 (Clarke *et al* [19], Murcia [20]). Such fact allows a considerable simplification of the time-dependent sectional analysis, with small errors.

Adopting the above assumption, Mari *et al* [21] derived factor k_t relating time dependent and instantaneous deflections, which is given by Eq. (10):

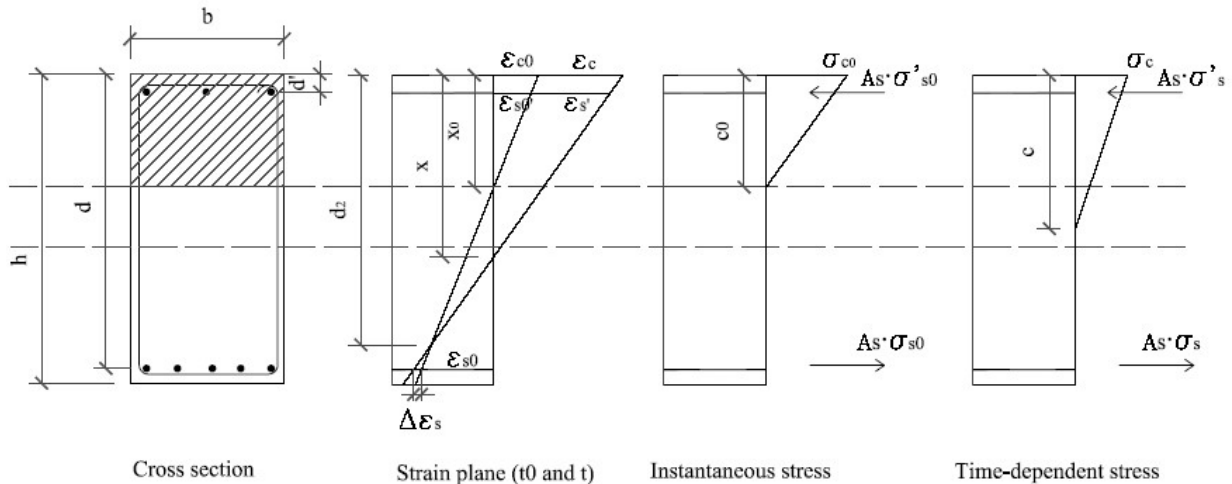


Figure 2. Time-dependent increment of stresses and strains in a RC cracked section.

$$k_r = 1 + \frac{0.24\phi + 1000\varepsilon_{sh}}{1 + 12 n\rho'} \quad (10)$$

where ϕ is the creep coefficient at time $t \geq t_0$, ε_{sh} is the shrinkage strain, and $\rho' = A_s/b_d$ is the compression reinforcement ratio.

2.4 Slenderness associated to deflection limitation

Substituting Eq. (8) into Eq. (2), and after some arrangements, the following expression for the deflection slenderness limit, l/d , is derived:

$$\frac{l}{d} \leq \sqrt[3]{\frac{E_c k_r}{C k_b k_g k_r \frac{p}{b}}} \quad (11)$$

where p is the characteristic uniformly distributed load; b is the beam width and p/b is the characteristic load applied per unit surface. Analyzing Eq. (11), some conclusions can be drawn: 1) the slenderness ratio l/d is lower for beams than for slabs because p/b is higher in the case of beams; 2) the higher the tensile and the compressive reinforcement ratios, the higher l/d , for the same load p/b , since k_r monotonically increases with ρ and k_t decreases when ρ' increases; 3) the higher the support constraints, the higher l/d (i.e. for continuous beams or frames, coefficient k_b is lower than for simply supported beams); 4) the higher the values of creep coefficient and shrinkage strain, the higher is k_r , and the lower is l/d ; 5) the higher the concrete compressive strength, the higher l/d since, even though n and, consequently k_r , is lower, E_c is higher and k_t is lower.

For a member with given dimensions, materials and reinforcement ratio (i.e. designed to resist at least the design loads at ULS of flexure), Eq. (11) may be used to check whether it is necessary or not to calculate deflections for the verification of its corresponding limit state. Alternatively, Eq. (11) can be used to obtain the reinforcement amount necessary to satisfy the deformation limit state, solving it for k_r , which is directly related to $n\rho$ (see Eq. 9).

3. SLENDERNESS ASSOCIATED SIMULTANEOUSLY TO DEFLECTION AND REINFORCEMENT STRESS LIMITATIONS

In order to satisfy the serviceability limit state of cracking, the crack width needs to be limited. The crack width depends on many factors associated to concrete, steel and bond properties, the acting bending moment, the reinforcement ratio and the bars diameter, among others. In particular, the reinforcement stress is a major factor influencing the crack width, so the computation of the average crack width can be avoided if certain relations between the reinforcement stress, the diameter and the spacing of the bars are satisfied, as stated by Eurocode 2 [1] and MC2010 [2]. For this reason, in this work, slenderness associated to a maximum allowable reinforcement stress under the quasi permanent load combination, $\sigma_{s,max}$, will be derived, as a way of limiting the crack width.

The stress in the tension reinforcement, σ_s , in a fully cracked section of rectangular shape or T-shape (when $x < h_f$), subjected to a bending moment M_{qp} produced by the quasi-permanent load combination, can be formulated as:

$$\sigma_s = \frac{M_{qp}}{zA_s} \cong \frac{k_g M}{0.9dA_s} = \frac{k_g k_m p l^2}{0.9\rho d^2} \quad (12)$$

where $\sigma_{s,max}$ is the limiting reinforcement stress to avoid excessive crack width; k_m is a factor relating the characteristic bending moment, M , with the characteristic load p and support conditions ($M = k_m p l^2$). The lever arm $z = 0.9d$ has been adopted considering a neutral axis $x = 0.3d$, which corresponds to an average ratio $\rho = 1.0$ %, so that $z = d-x/3 \cong 0.9d$. Solving Eq. (12) for l/d and substituting it into Eq. (11) a slenderness associated to deflections and reinforcement stress limits is obtained:

$$\frac{l}{d} \leq \frac{E_c k_m k_r}{0.9 C \rho \sigma_{s,max} k_b k_g k_t} \quad (13)$$

Figures 3a and 3b show the slenderness l/d associated to deflection, Eq. (11), and reinforcement stress limits, Eq. (12), for different steel reinforcement ratios (ρ) and surface loads (p/b), for simply supported beams ($k_b = 5/384$) and for external spans of continuous beams ($k_b = 1/185$), respectively, adopting $f_{ck} = 30$ N/mm², $\phi = 2.5$, $\varepsilon_{sh} = 0.0003$, as concrete properties, deflection limitation $C = 250$ and a ratio of permanent to total loads $k_g = 0.7$.

A particular case of interest is that associated to the amount of reinforcement strictly necessary for flexural strength (which is the basis for the adjustment of EC2 [1] and MC2010 [2] slenderness limits). In this case, the stress in the reinforcement, under the quasi-permanent load combination, may be estimated as:

$$\sigma_{s,qp} = \frac{k_g f_{yd}}{\gamma_f} \quad (14)$$

where γ_f is the average loads factor, which can be adopted as 1.4 for usual ratios of permanent to live load. The slenderness limit associated to such stress in the reinforcement is, then:

$$\frac{l}{d} \leq \frac{E_c \gamma_f k_m k_r}{0.9 C \rho \gamma_f k_b k_g k_t} \quad (15)$$

which is plotted in figures 3a and 3b as “Strict” stress.

4. COMPARISON OF THE PROPOSED SLENDERNESS LIMITS WITH THOSE OBTAINED COMPUTING DEFLECTIONS WITH THE EUROCODE 2

To analyze the capacity of the proposed method to obtain reasonable values of the slenderness limit, a comparison with results obtained using the EC2 [1], for the computation of deflections, is made in this section. According to previous sec-

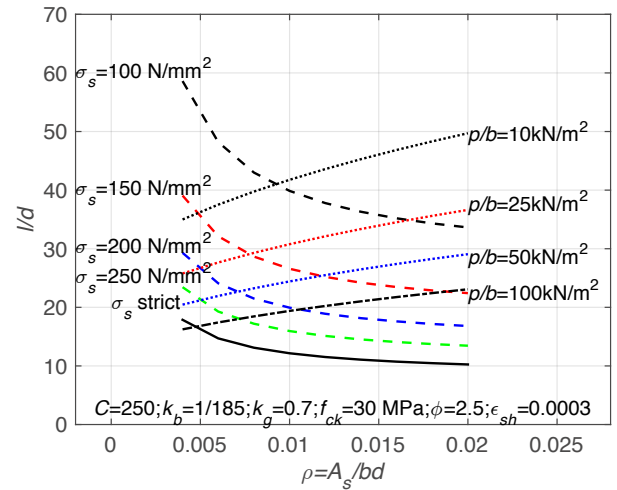
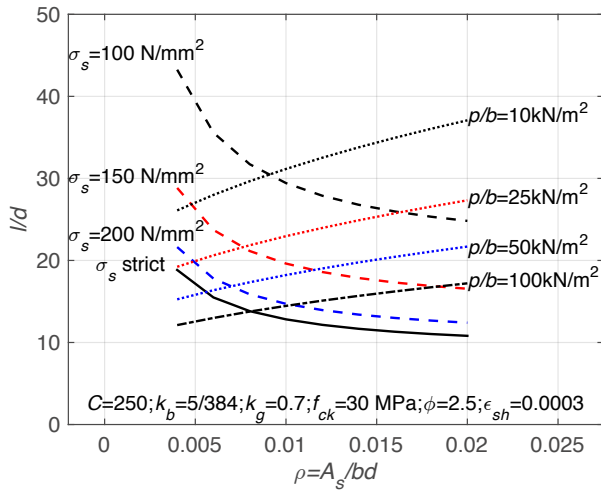


Figure 3. Deformation and stress limitation slenderness ratios, a) simply supported beams, b) external span continuous beams.

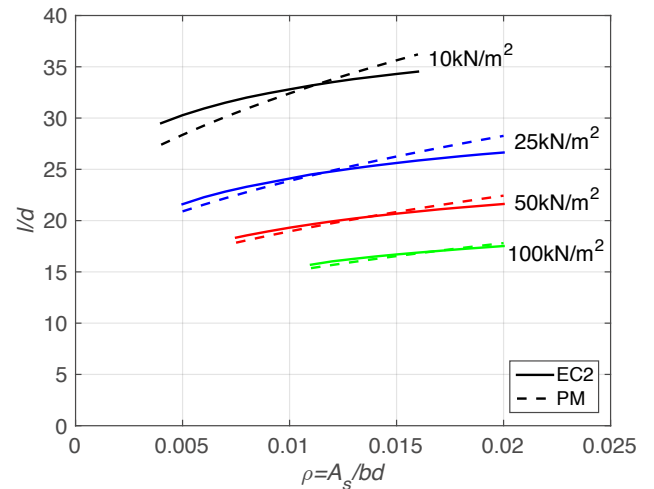
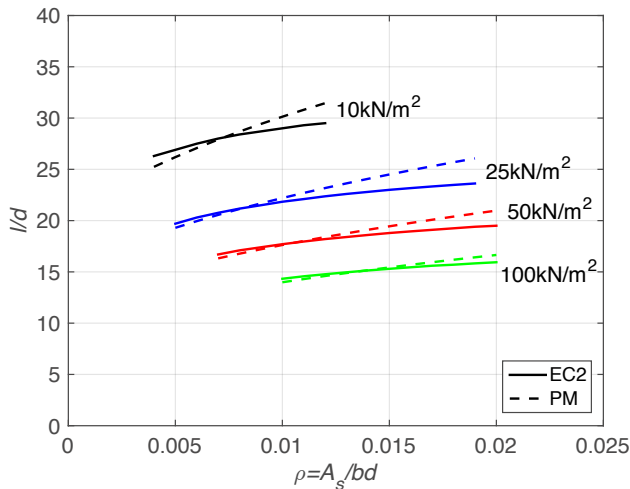


Figure 4. Comparison between l/d values obtained using EC2 [1] and proposed method (PM) for constant load $p/b=10, 25, 50$ and 100 kN/m^2 a) $f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$, b) $f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$.

tions, the analysis has been done for values of l/d obtained for constant load, as well as for constant stress. The calculations have been done as explained in the following.

For the case of constant load, given a specific reinforcement ratio and sectional characteristics, a span length, l , is assumed, allowing obtaining long-term deflections due to quasi-permanent load from an effective moment of inertia calculated on the basis of interpolation between uncracked and fully cracked sections [1] [2]. The level of cracking for obtaining the effective moment of inertia is calculated by using the characteristic load. Trying different values of the span length, the slenderness is obtained dividing l by d , when the deflection is $l/250$.

A similar procedure has been used for the case of constant stress due to quasi-permanent loads. For a given reinforcement ratio, and a value of the stress in the tensile reinforcement, the service flexural moment for the critical section can be obtained. Again values for l are tried and the slenderness limit is obtained when the deflection is $l/250$.

This global procedure is not different from that used in other works [13] for obtaining the l/d value corresponding to the maximum bending moment associated to a given reinforcement ratio (strict value). However, here the values are obtained also for lower loads than those corresponding to the flexural capacity of the section, which is usually the case in practice.

Figure 4 shows the comparison for values of p/b of 10, 25, 50 and 100 kN/m^2 , assuming $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $k_g=0.7$, $g/(g+q)=0.6$, $\gamma_f=1.41$, $\phi = 2.5$, and $\epsilon_{sh}=0.00035$. Two representative characteristic concrete strengths, 30 and 50 N/mm^2 , have been used in the analysis (figures 4a and 4b respectively) even though only a slight increment is observed with the concrete strength. An increase of l/d is seen for an increase of reinforcement ratio with constant load. A logical reduction in l/d is showed for increasing loads.

The proposed method (PM in figures 4a and 4b) follows reasonably well the values obtained with a much more com-

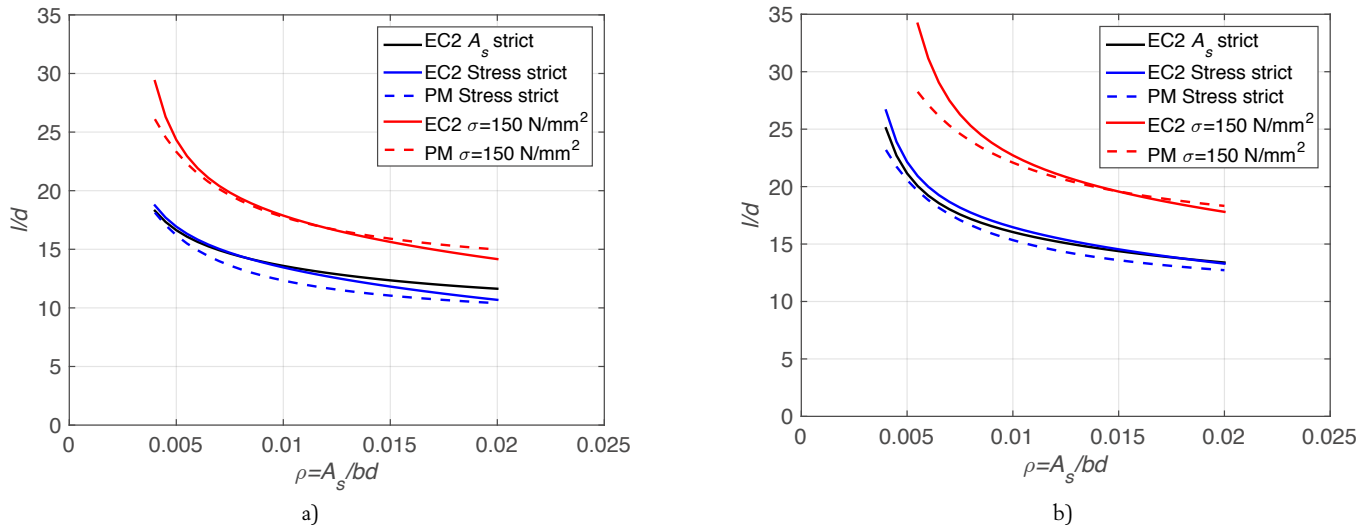


Figure 5. Comparison between l/d values obtained using EC2 [1] and proposed method (PM) for constant stress due to quasi-permanent load a) $f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$, b) $f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$.

plex model, such as that from EC2 [1]. Statistical values (average, maximum, minimum and coefficient of variation) of the ratio between slenderness limits obtained with the proposed method and that from EC2 [1] are shown in table 1. It is seen that average values are quite close to the unity. Maximum differences are obtained for the lowest load level, and as the load increases the curves are practically identical.

TABLE 1. Statistical values of the ratio between l/d from proposed method and EC2 [1], for constant p/b

P_k	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$				$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$			
	Avg.	Max.	Min.	COV	Avg.	Max.	Min.	COV
10	1.03	1.12	0.96	0.049	0.99	1.08	0.91	0.051
25	1.02	1.08	0.97	0.034	1.00	1.06	0.94	0.036
50	1.00	1.05	0.97	0.027	0.99	1.03	0.96	0.025
100	1.00	1.03	0.97	0.019	0.98	1.00	0.97	0.010

Figure 5 shows the comparison for values of constant stress of 150 N/mm^2 due to quasi-permanent loads, as well as those obtained for the maximum permissible stress under serviceability conditions, corresponding to that of the steel yielding strength for ultimate limit state ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1.15 = 435 \text{ N/mm}^2$), which is named in the figures as “ σ_{strict} ”. As indicated previously, in these circumstances the quasi-permanent stress would be $f_{yd} k_g/\gamma_f = 435 \cdot 0.7/1.41 = 216 \text{ N/mm}^2$.

For comparison purposes another curve called “EC2- A_s strict” is also presented. This curve is obtained using the procedure that was followed for obtaining the EC2 [1] slenderness ratios. It represents the values corresponding to the service moment obtained from the ultimate bending moment corresponding to a given reinforcement ratio. The difference with the “ σ_{strict} ” curve is that in this case the maximum bending moment is calculated under ULS, while in the previous case is calculated from serviceability conditions (limiting the quasi-permanent service stress); the difference in the lever arms

in the calculation gives the slightly different curves. Figures 5a and 5b show similar trends. In this case some more difference than for the case of constant load can be seen at low reinforcement ratios for the two characteristics strength used. As seen in subsection 2.5 an increase in reinforcement ratio causes a reduction in l/d , since keeping the stress constant leads to a higher flexural moment to be sustained.

Statistical values of the ratios between both methods are reported in table 2, showing that the proposed method provides acceptable values for design. The maximum differences are obtained for the lowest reinforcement ratios, probably due to the fact that for low reinforcement ratios the moment at service is not much higher than the cracking moment and, therefore, tension stiffening is relevant. Furthermore, the assumption made about constant strain at the tensile reinforcement along the time may deviate from the actual value for low reinforcement ratios. In any case, the errors are of acceptable magnitude and in the safe side.

TABLE 2. Statistical values of the ratio for constant stress between l/d from proposed method and EC2 [1], for constant p/b

Stress	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$				$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$			
	Avg.	Max.	Min.	COV	Avg.	Max.	Min.	COV
150 N/mm^2	0.98	1.05	0.86	0.040	0.95	1.02	0.80	0.054
Strict	0.94	0.98	0.92	0.021	0.91	0.96	0.84	0.026

5. CONCLUSIONS

The following conclusions can be drawn from the work done: Slenderness limits (l/d) for RC beams, associated to given limitations of deflections under the quasi-permanent load combination and limitations of stresses in the reinforcing

steel, for crack control, have been derived. The derived equations are simple to use in design, either to know the minimum beam depth or the minimum reinforcement ratio necessary to avoid calculation of deflections or excessive crack width.

Very simple expressions have been derived for the effective inertia accounting for tension stiffening, and a time factor kt , which allows obtaining the long-term deflections due to concrete creep and shrinkage, from the instantaneous ones.

A comparative study has been made between the proposed slenderness limits with those obtained by calculating the long-term deflections by means of Eurocode 2 [1], studying the influence of reinforcement ratio, concrete strength, load and stress levels. Very good agreement has been obtained for the most common cases, although differences up to 20 % (on the side of safety) have been found for low reinforcement ratios and low levels of stress and load.

The way in which the slenderness limits have been obtained, based on the mechanics of reinforced concrete and on an experimentally verified allows its application to a large variety of structural situations (i.e. support constraints, environmental conditions, materials properties, quasi-permanent load factors, etc).

Acknowledgements

The financial support provided by the Spanish Ministry of Economy and Competitiveness (MINECO) and the European Funds for Regional Development (FEDER), through the Research projects: BIA2015-64672-C4-1-R and BIA2017-84975-C2-2-P and through the Excellence network BIA2015-71484-REDT

References

- [1] EN 1992-1-1 (2004). (English) *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. Brussels: CEN.
- [2] Federation International du Béton (fib) (2013). *Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- [3] ACI-Committee-318 American Concrete Institute. ACI318-11. (2011). *Building Code Requirements of Structural Concrete and Commentary*.
- [4] Gilbert, R.I. (1999). Deflection calculation for reinforced concrete structures- why we sometimes get it wrong. *ACI Struct J*, 96(6), 1027-1032. <https://doi.org/10.14359/779>.
- [5] Bischoff, P.H. & Scanlon, A. (2007). Effective moment of inertia for calculating deflections of concrete members containing steel reinforcement and fiber-reinforced polymer reinforcement. *ACI Struct J*, 104(1), 68–75. <https://doi.org/10.14359/18434>
- [6] Mari, A., Bairán, J. & Duarte, N. (2010). Long-term deflections in cracked reinforced concrete flexural members. *Eng Struct*, 32(3), 829-842. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.12.009>.
- [7] Rangan, V. (1982). Control of beam deflections by allowable span-depth ratios. *ACI J*, 79, 372-377.
- [8] Gilbert, R.I. (1985). Deflection control of slabs using allowable span to depth ratios. *ACI J*, 82(1), 67–72.
- [9] Scanlon, A. & Choi, B.S. (1999). Evaluation of ACI 318 minimum thickness requirements for one-way slabs. *ACI Struct J*, 96(4), 616-621. <https://doi.org/10.14359/699>.
- [10] Lee, Y.H. & Scanlon A. (2010). Comparison of one- And two-way slab minimum thickness provisions in building codes and standards. *ACI Struct J*, 107(2), 157-163. <https://doi.org/10.14359/51663531>.
- [11] Bischoff, P.H. & Scanlon, A. (2009). Span-depth ratios for one-way members based on ACI 318 deflection limits. *ACI Struct J*, 106(7), 617-626. <https://doi.org/10.14359/51663102>.
- [12] Bischoff, P.H. (2005). Reevaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars. *Struct Eng*, 131 (5), 752-767. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:5\(752\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:5(752)).
- [13] Caldentey, A.P., Cembranos, J.M. & Corres Peiretti, H. (2017). Slenderness limits for deflection control: A new formulation for flexural reinforced concrete elements. *Struct Concr*, 18(1), 118-127. <https://doi.org/10.1002/suco.201600062>.
- [14] Gardner, N.J. (2011). Span/thickness limits for deflection control. *ACI Struct J*, 108(4), 453-460. <https://doi.org/10.14359/51682985>.
- [15] Balazs, G.L. & Borosnyoi, A. (2005). Models for Flexural Cracking in Concrete: The State of the Art. *Struct Concr*, 6(2), 53-62. <https://doi.org/10.1680/stco.2005.6.2.53>.
- [16] Gergely, P. & Lutz, L.A. (1968). Maximum crack width in reinforced concrete flexural members. Causes, Mech Control Crack Concr SP20. American Concrete Inst Journal & Proceedings, 87-117.
- [17] Frosch, R.J. (1999). Another look at cracking and crack control in reinforced concrete. *ACI Struct J*, 96(3), 437-442. <https://doi.org/10.14359/679>
- [18] Barris, C., Torres, L., Mias, C. & Vilanova, I. (2012). Design of FRP RC beams for serviceability requirements. *Journal of Civil Engineering and Management*, 18(6), 843-857. <https://doi.org/10.3846/13923730.2012.720934>.
- [19] Clarke, G., Scholz, H. & Alexander, A. (1988). New method to predict the creep deflection of cracked reinforced concrete flexural members. *ACI Mater J*, 85(2), 95-101.
- [20] Murcia, J. (1991). Approximate Time Dependent Analysis of Reinforced Concrete Sections. Proposal of a New Factor for the Calculation of Long Term Deflections (in Spanish). *Hormigón y Acero*, 42(181), 9–17. <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/697>
- [21] Mari, A., Torres, L., Oller, E. & Barris, C. (2019). Performance-based slenderness limits for deformations and crack control of reinforced concrete flexural members. *Eng Structures* 187, 267-279. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.02.045>

ACHE

MONOGRAFÍAS

Próximamente



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

Arundo Donax structures as economic and ecological formwork for concrete shells

Estructuras hechas con Arundo Donax como encofrado económico y ecológico para cascarones de hormigón

Guillermo Vázquez Guillamet^a

^a EstructurasGVG

Recibido el 24 de octubre de 2019; aceptado el 2 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

As in some other languages, and unlike English, the term Roofless (*Sin techo*) is colloquially used to refer to people without a home and without resources in Spanish, which emphasizes the importance of being under cover, to have a roof that protects you.

The use of this term is very indicative of where the efforts of architects and engineers who are interested in shell and spatial structures should be directed to. In brief, we must look for more affordable ways to build roofs.

It turns out that concrete shells fell into disuse due to changes in the aesthetic fashions, high costs involved in the auxiliary structures needed to build them, and the impracticability of the spaces generated. The key to reverse these three negative aspects is in the formwork.

This paper presents the effectiveness of using structures made with canes (Arundo Donax or Bamboo) as an economic and ecologic formwork to make concrete shells a more affordable and functional construction system. By means of the results obtained from a trial construction.

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

KEYWORDS: Arundo Donax; concrete shells; ecological; affordable; formwork.

RESUMEN

Como en algunos otros idiomas, y a diferencia del inglés, el término *Roofless* (sin techo) se utiliza coloquialmente para referirse a las personas sin casa y sin recursos en castellano; este termino enfatiza la importancia de estar a cubierto, de tener un techo que te proteja, y es muy indicativo de hacia dónde deben dirigirse los esfuerzos de los arquitectos e ingenieros interesados en las estructuras espaciales o de cascarón. En resumen, debemos buscar formas más asequibles de construir techos.

Resulta que las cáscaras de hormigón cayeron en desuso debido a los cambios en las modas estéticas, los altos costes involucrados en las estructuras auxiliares necesarias para construirlas, y la impracticabilidad de los espacios generados.

La clave para revertir estos tres aspectos negativos está en el encofrado.

Este trabajo presenta la eficacia del uso de estructuras realizadas con cañas (Arundo Donax o Bambú) como encofrado económico y ecológico para hacer de los cascarones de hormigón un sistema constructivo más asequible y funcional. A través de los resultados obtenidos en la ejecución de una construcción de prueba.

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

PALABRAS CLAVE: cascarón de hormigón; encofrado; Arundo Donax; ecológico; asequible.

1. INTRODUCTION

Growth expectations from now to the year 2050 project that the cities of the future will host more than 7000 million peo-

ple; still many constructions need to be built to house all the new inhabitants [1].

Another layer of complexity is added by the fact that approximately 75% of the houses around the world have been

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: g.vazquezguillamet@gmail.com (Guillermo Vázquez Guillamet).

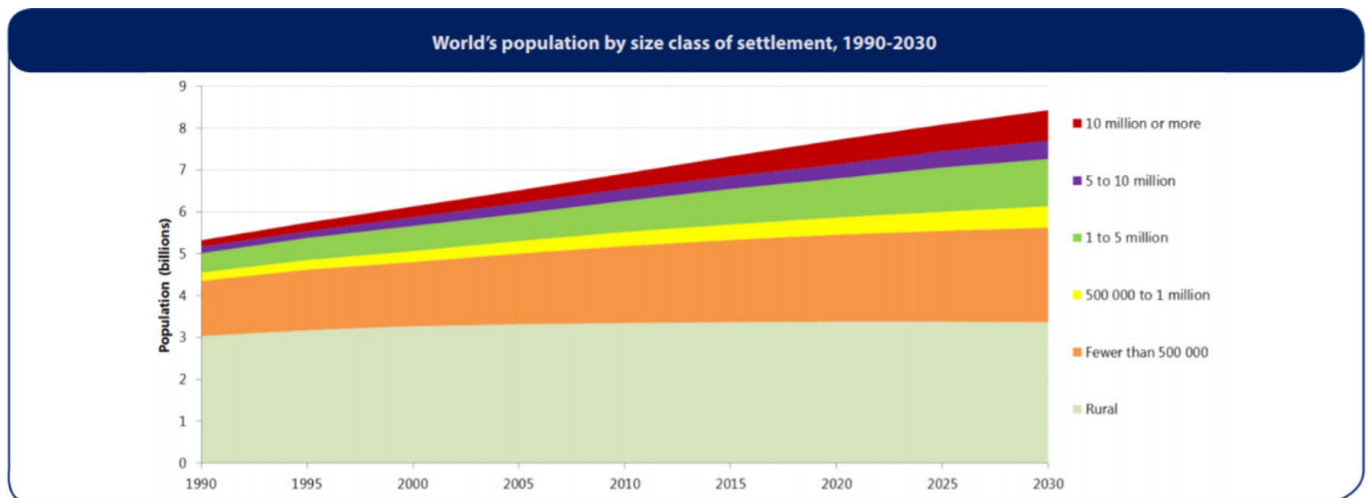


Figure 1. By year 2030 almost 70% of the world population will be living in cities. Data Booklet. The World's Cities in 2018. United Nations.

and are built without any engineer or architect. To best answer this need, we need to provide affordable buildings that are easy to build for widespread use and maintain good aesthetic and technical quality [2].

It is of utmost importance that we take into account the environmental impact of these future constructions. The current building industry has its share on the ongoing ecological collapse, mainly because:

- The most common structural materials, ceramics, concrete, and steel are very polluting.
- Building materials are used in a non-efficient way
- Existing buildings and buildings we are creating waste a lot of energy.

Because of their heaviness, after reinforced concrete foundations, floors and ceilings are the part of buildings that pollute the most. That's why we should turn to vaulted ceilings as an ecological resource. They can be built with materials that have a low primary energy content and that are very efficient because of the shape of its structural typology. Importantly, it also helps to reduce the electricity bill [3].

2. CONCRETE SHELLS. RAISE AND FALL

Concrete and Shell structures were discovered thousands of years ago, the Pantheon is the greatest example. But the epoch of concrete shells really began in the early 20th century, in the context of war and because of its availability, concrete became a popular building material for many construction purposes. In particular, it gained popularity as a cost-effective and fast building system to create big spanning and open air shelters.

After the Wars, the curved organic forms regained popularity. This world-wide appeal and influence lasted till the end of the 70's, after which few notable projects have been built [4]. Between all the reasons that led to the disappearance of concrete Shell, two should be highlighted:

- The impractical morphology of shells
- The cost of labor and materials to raise the formwork

The impracticability it's not only because of the morphology, usually these structures were used to cover big span spaces, this big scale was creating difficulties to make the spaces and volumes generated profitable.

But, as said before, many people need and will need a house, a decent house. This means domestic scale roofs and ceilings (from 3m to 6m span). With Arundo Donax as a formwork we can achieve up to 6m span, with Bamboo up to 10m. In both cases enough to cover domestic roof and ceiling dimensions.

This formwork material is cheap and abundant, and the technique is suitable for self-construction, which implies a considerable reduction in the cost of labor.

3. ARUNDO DONAX

Arundo Donax is the biggest graminea, up to 10 m in ideal conditions; has hollow stems, 2 to 3 cm diameter at the base and gets thinner as we go to the top.

It is distributed in the zones with warm or tropical climate.



Figure 2. Countries in the World where Arundo Donax is present [5].



Figure 3. Prefab cañizo to cover the gap between beams (left), and different cañizo formats (right).

In Spain, Arundo Donax has always been a very important building material for many different purposes from walls to ceilings and roofs, even as a protection for workers at the scaffoldings. It was used in situ at the building site where prefab elements called *cañizo* were placed.

Fifty years ago was still a very requested material [6]; however nowadays it's considered one of the most invasive plants and governments are spending lots of money on its eradication.

3.1. Precedents where reeds were used to build vaulted ceilings

- As part of the formwork
- As a formwork
- As a support to create false domes
- As main structure

3.1.1. As part of the formwork

Wooden structures were built to create vaults at churches time ago in northern Catalunya, the space between the wooden principal elements were covered with Arundo Donax to generate the surface where concrete was poured and stones were placed afterwards.

3.1.2. As a formwork

For small elements, like stairs; a prefab element made with Arundo Donax, called *cañizo*, was bended and fixed between the wall and the floor then the concrete was poured, Gypsum concrete specifically.

3.1.3. As a support surface to create false domes. Encomonada Vault

It was a much cheaper way to create vaults compared with stone vaults. Wooden guides were connected with Arundo Donax, creating the support surface to be plastered.



Figure 4. Groined vault, reed texture of the surface generated because of the the fromwork. Palafrugell, Girona, Spain.



Figure 5. Bended cañizo working as a lost formwork. Fresneda, Teruel. Spain.



Figure 6. Encamonada vault. Artifex Balear, Mallorca.Spain.

4. STRUCTURAL USE OF ARUNDO DONAX

It is possible as well to create loadbearing elements with this material. Joining bundles of canes at their upper ends we can create archs, that once placed are connected to each other with more reeds.

Very interesting shapes can be generated (up to 10m span) with this technique that comes from Mudhif constructions, where only *phragmites australis* was used, in the southern marshes of Irak.

Few years ago was readapted to Arundo Donax by an english architect, Jonathan Cory Wright.

The two main negative aspects with this kind of structures is that:

- they can only bear a little bit more than their own weight;
- this material when exposed doesn't last in good conditions more than 4 years.

5. USING ARUNDO DONAX STRUCTURES AS A PERMANENT FORMWORK FOR CONCRETE SHELLS

Concrete shells need a formwork that it's easy to build as well as economic and ecologic, to make them useful again.

Arundo Donax structures need to last longer in time, and need to be stronger to open up their range of possibilities.

If we put them together, a very interesting simbiosis is generated where the problems of one are solved with the qualities of the other in reciprocal way:

- This formwork material is abundant and affordable,
- It's easy to build once collected and cleaned, just a knife and ropes are needed to create the formwork.
- This system is very compatible with directed and assisted self-construction.
- From straightforward formal expressions to asymmetric and other Shell geometries are possible when using this kind of formwork (synclastic and anticlastic morphologies).
- With this organic formwork up to 6 m span structures can be done with admissible deformations when casting.
- As it is a lost formwork, the intrados surface is not regular and smooth and the typical reverberation problema from vaulted ceilings can be solved.
- Thanks to the concrete layer over the permanent formwork the Arundo Donax structure becomes more durable and stronger.

6. A SMALL EXAMPLE. DIRECTED SELF CONSTRUCTION OF A TOOL SHED

A small construction was carried out, in which the concepts explained before were applied. The structure was done mainly by the future owners assisted by me and with the punctual help of neighbours and relatives.



Figure 7. Arundo donax Organic Structures. Author's Projects.



Figure 8. Before (left) and after (right).

Materials used in the construction of the concrete shell.

- 300 ud Arundo Donax reeds
- 0.2 m³ of gravel for foundations. (from 2cm diameter up to 6cm)
- 100 kg of white cement for foundations
- 125 kg of white cement for the concrete shell
- 300 kg of sand for foundations (up to 1cm diameter)
- 375 kg of sand for the concrete shell (up to 3mm diameter)
- 10 m² of chicken wire. Aprox.
- Money spent on material > 60€

6.1. Harvesting.

Arundo DONAX it's a plant that grows very fast, the first year grows in height, second year the branches grow and the stem lignifies; from the third starts to deteriorate in the bush until it dries and die around the fourth.

It's always better to harvest during cold weather, the 2 year old reeds are the ones that have to be collected for this purpose. It's better to clean them from leaves and branches before the transport to the building site.

6.2. Archs

To create the archs from straight reeds a kind of template is needed. Joining bundles of canes at their upper ends with a considerable overlap with the help of the template, for this little construction consists of 6. Around 20 reeds are needed per arch. The execution time for each arch is 2 hours approximately.

6.3. Foundations

A 30 x 40 x 300 cm foundation was digged, and filled with gravel before the archs were placed.

6.4. Placing the archs

Four of them were placed vertical and two, at extremis, were bended in opposite directions to create an overhang for shade.

6.5. Connecting the archs

Tying the reeds in the opposite direction to the arch we managed to unite them all and cover the space between them generating the Surface on which will be tied the chicken wire mesh and applied the cement later.

6.6. Connection between shell and foundation

After connecting the archs and tying the wire mesh, a minimum reinforcement is placed in the foundations.

The mesh is long enough to be connected to the reinforcement at the foundation.

Then 6 iron rods are placed crossing them 2 by 2 in the spaces between archs, to join the two elements even better, working also as diagonal bracing.

Now its time to pour first the cement mix for the foundations and later the concrete mix is applied at the Shell.

7.

SUMMARY

This constructive technique is easy to make (suitable for self-construction), affordable and environmentally friendly [8].



Figure 9. Collected reeds after being cleaned with traditional tool.



Figure 10. Forming arches with template.



Figure 11. Connecting the archs.



Figure 12. Connection between foundation and shell.



Figure 13. The structure and its surroundings.

The formwork material is natural and abundant; it is distributed in the zones with warm or tropical climate which is also where we can find many of the poorest countries in the world, it does not require special tools and with the range of measures that can be adopted it does not need complex auxiliary elements.

Thanks to the characteristics of the formwork material, it is possible to obtain forms that work very well via compression, being able to avoid the use of chicken mesh in some cases. In addition, pleasant and comfortable spaces are generated by the texture and colors of the cane.

This option is technologically accessible and architecturally beautiful can help to mitigate the social and ecological impact implied by the expectations of urban growth in the coming years. but much remains to be defined to be able to exploit the potential of this construction option. For this end, the support of related institutions and entities will be necessary.

References

- [1] UN Population Division (2018) Data Booklet: *The World's Cities in 2018*. New York: United Nations.
- [2] González Ortiz, H. (2014). Arquitectura en precario. La propuesta de Carlos Gonzalez Lobo. *Ciencia Ergo Sum*, 11(1), 117-124, Universidad Autónoma del Estado de México.
- [3] De Wolf, C., Yang, F. & Cox, D. (2015) Material quantities and embodied carbon dioxide in Structures *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. Paper 1500033. <https://doi.org/10.1680/jensu.15.00033>
- [4] Tang, G. (2015). An overview of Historical and Contemporary Concrete Shells, their Construction and Factors in their General Disappearance. *International Journal of Space Structures*, 30(1).
- [5] Del toro Torró, V., Jiménez Ruiz, J. & Vilán Fragueiro, X.M. (2012). Bases para el manejo y control de Arundo Donax L. (Caña común). *Colección Manuales Tecnicos de Biodiversidad*, 4. Conselleria d'Infraestructures, Territori i Medi Ambient. Conselleria d'Infraestructures, Territori i Medi Ambient. Generalitat Valenciana.
- [6] Vázquez Guillamet, G. (2015). *Aportaciones a la Construcción con Caña*. Final Tesis, Master Universitario en Bioconstrucción y Ecoarquitectura Aplicada. Universitat de Girona.
- [7] Turner, J. (2018). *Autoconstrucción, por una autonomía del habitar*. Logroño: Pepitas de Calabaza.

Application of a hybrid Skelsion steel frame to an industrial building

Aplicación de un pórtico estructural híbrido tipo “Skelsion” a una nave industrial

Gonzalo R. Goberna Pérez^a, María del Mar Goberna Pérez^b

^a *Industrial Engineer, Structures and Industrial Infrastructures. Technical Director, GmasP Engineering and Architecture*

^b *Architect. General Manager, GmasP Engineering and Architecture*

Recibido el 24 de octubre de 2019; aceptado el 2 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

This article describes an innovative structural solution consisting of a “Skelsion” type structure formed of prestressed steel frames. It is an unconventional alternative in industrial architecture and represents a very interesting solution both structurally and aesthetically due to its slenderness and lightweight structure being also a rather competitive economic solution. The design of the structural geometry was carried out by an iterative process considering the interactions between the different prestressed elements as well as the construction sequence. The result provides the required stiffness to the structure to resist all the forces applied thanks to the prestressed bracing system. An aesthetically interesting building is also achieved.

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

KEYWORDS: Skelsion; optimization; hybrid steel frame; pre-stressed.

RESUMEN

Este artículo describe una solución estructural innovadora consistente en una estructura de tipo skelsion formada por pórticos de acero pretensados. Consiste en una alternativa poco convencional en la arquitectura industrial y representa una solución muy interesante tanto estructural como estéticamente, gracias a su esbeltez y ligereza, siendo a la vez una estructura competitiva a nivel económico. El diseño de la geometría de la estructura se llevó a cabo mediante un proceso iterativo considerando la interacción entre los distintos elementos pretensados y la secuencia constructiva. El resultado dota de la rigidez necesaria a la estructura para resistir todas las fuerzas aplicadas, gracias al sistema de arriostramientos pretensados. Como resultado se consigue una estructura muy atractiva arquitectónicamente.

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

PALABRAS CLAVE: Skelsion; optimización; Pórtico estructural híbrido; pretensado.

1. INTRODUCTION/BACKGROUND

The proposed industrial building for Scania lorries – part of the company *Carrocerías Cica S.L.* – was designed by the architects from *EOVASTUDIO* with a singular geometry, large cantilevered corners, and large open internal spaces. The building is located within the industrial park *Huelva Empresarial*,

plot 1.2 U.E-1, in the corner between *Gamba de Huelva Avenue* and *Jamón de Huelva Avenue*. The project was finalised in April 2016 and was built in Summer 2017.

GmasP Engineering and Architecture were commissioned to carry out an optimization study in order to achieve both an aesthetically pleasing and an economical attractive solution. A number of different options were proposed after the initial

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: mgoberna@gmasp.es (María del Mar Goberna Pérez).



Figure 1. Photo of the completed building. © Roland Halbe.

meetings to determine the best solution regarding both economical and aesthetical aspects.

The proposed industrial building is unique from the outset due to its special geometry and the high-quality finishes in order to represent a unique solution and a showcase for the developer. The structure is an essential part of the architectural image of the building being the façade and the internal space the two main elements.

Figure 1 shows a photo of the completed building.

2. PROPOSED STRUCTURAL SCHEME

The building consists of an office and reception space and a workshop space. Columns are longitudinally located at every 10m and accommodate a pair of doors within each façade between bays. Figure 2 below represents an overview of the structure.

The office space is located within the first 3 bays, with a typical arrangement of columns, beams, and bracing, the latter being either concealed within partitions or exposed. As the structure is generally exposed the structural details must be carefully designed to suit architectural requirements.

The rest of the building (5 bays) consists of an open plan space accommodating a workshop area. Both longitudinal elevations have doors to allow lorries to access and exit the workshop via a set of internal lanes running transversally to the building. These two façades can be fully open or fully closed depending on the use.

The geometry of the typical portal frame for the workshops is formed of 2 No V-shaped columns per each portal frame. The external column forms part of the façade whilst the internal column supports the steel rafter spanning. The typical portal frame is a duo-pitched roof with the eaves coinciding with the top of the internal V-shaped columns.

The main aspect related to the shape of the building is that the façades are sloping externally in an acute angle with cantilevers ranging from 5m to 8.5m. This creates an oblique line in the longitudinal and transverse elevations.

The steel used for the primary structure is S275 except for the steel tie rods that are S460 and their associated connections that are S355. The concrete used for slabs, walls, and foundations is HA25.

The project and all the documentation were carried out using BIM technology to achieve a rigorous control of the geometry of the building and taking advantage of the 3D modelling of the structure. Thanks to producing the drawings from a 3D model a number of difficult details and connections were encountered which required a more accurate 3D detailing.

The structural scheme proposed was a Skelsion system which provides an excellent solution both in terms of the architectural and structural requirements.

3. THE SKELSION SYSTEM

The Skelsion tensioned frame system has its origins in the English expression 'skeleton in tension'. This term was used by the

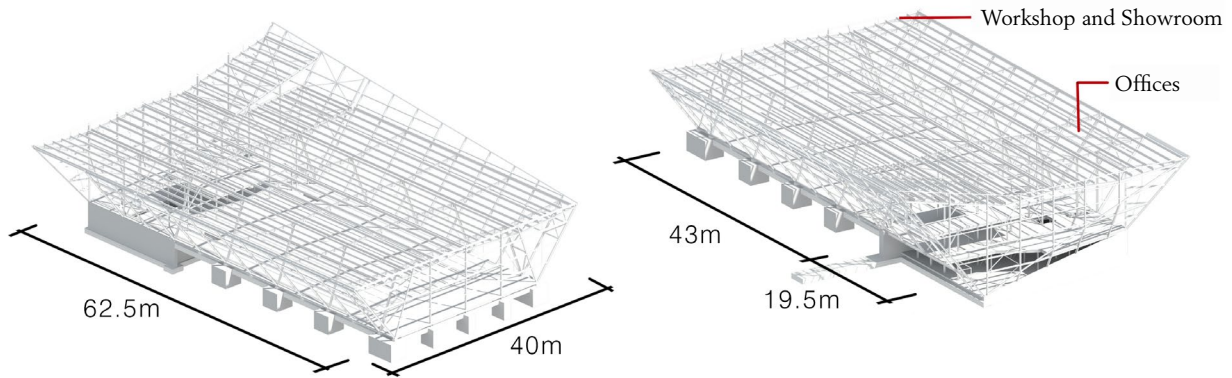


Figure 2. Overview of the structure.

famous Japanese engineer Dr. Masao Saitoh from the Department of Architecture of the University of Nihon (Japan).

This typology combines the behaviour of a tensioned portal frame (rafters with tie rods) and prestressed bracing systems, being the elements very slender as they are working only in tension. Both horizontal and vertical actions are resisted by this system.

A few references of this type of construction are the University of Nihon subway station (figure 3), with its lightweight structure, and the Motenashi dome Kanazawa station (figure 4) consisting of a 90m span dome, both examples designed

by Masao Saitoh. A lightweight structure together with an internal technological appearance is achieved in both examples.

The Skelson system looks to resist both horizontal and vertical loads only by tension/compression elements minimizing the number of elements acting in bending. Rafters are subject to a tying system achieved by prestressing the tie rods and thus minimizing the bending moments due to vertical actions. In addition, lateral stability is achieved by prestressed rods acting as the bracing system providing in-plane stiffness against horizontal actions. By doing this, the load path is clearly defined,



Figure 3. University of Nihon subway station [1].

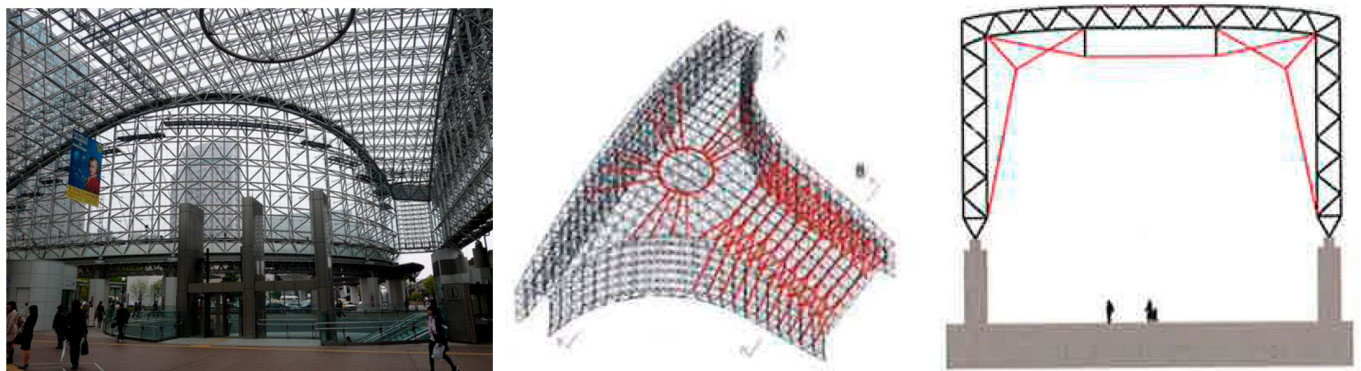


Figure 4. Motenashi dome Kanazawa station [1].

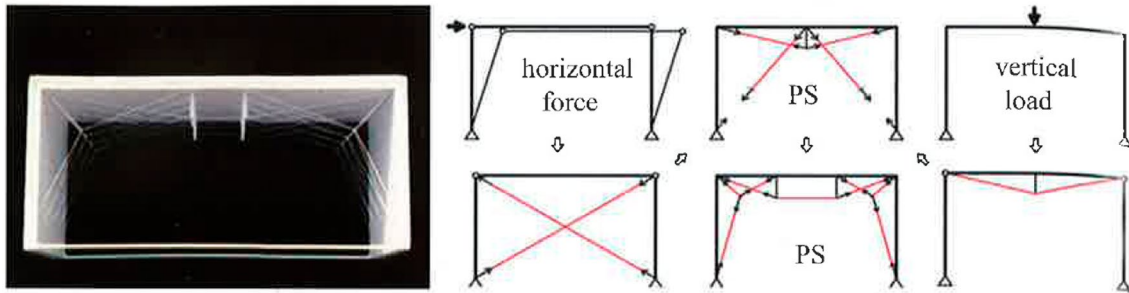


Figure 5. Skelson system as a combination of tied rafter and bracing [1].

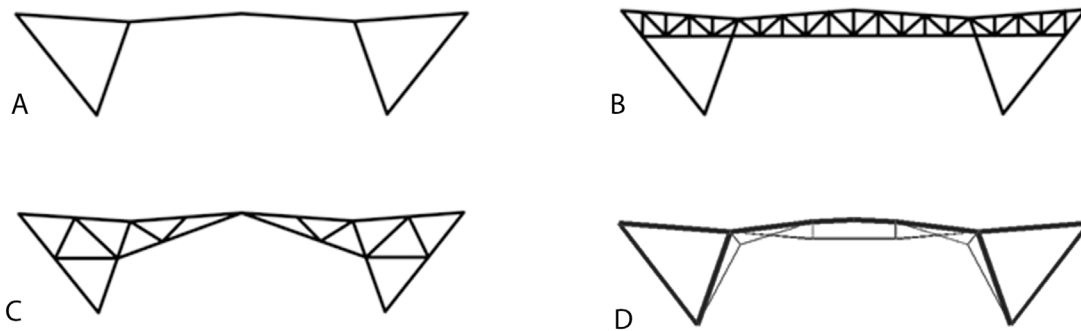


Figure 6. Options considered.

and every part of the structure achieves a clear purpose. Figure 5 below represents the evolution of the different tying systems to carry vertical and horizontal loads and the final stage representing the hybrid Skelson solution.

Horizontal loads are initially supported by an X-brace, which can be replaced by an inverted V, which in turn can be opened even more to increase the pitch width. On the other hand, vertical loads are resisted by a beam string structure, the props of which can be matched with the anchor points of the vertical brace system.

The prestressing forces of the different tie rods interact with each other so the variation of any of them affect the rest of the elements.

As the skelson frame has two clear different parts, i.e. the compression elements and the prestressed elements, it can suit the singular geometry of the building following the slopping roof and accommodating the V-shaped columns.

4. CONCEPT DESIGN. STRUCTURAL SOLUTIONS CONSIDERED

The usual solution to adopt for a structure with this span would be a haunched portal frame using either plate girders or rolled sections, or a truss with the top chord following the shape of the proposed roof.

As the solution had to combine both aesthetics and economy a number of different options meeting the singular build-

ing geometry were considered in order to justify to the client that the proposed structural scheme did not have to necessarily be more expensive than a traditional solution.

The following options were considered:

- A. Portal frame with typical rolled sections
- B. Roof Truss
- C. 3-pinned truss
- D. Skelson frame

Figure 6 represents the different options considered.

4.1. Portal frame with typical rolled sections (A)

This option was the original solution considered and consists of beams and columns using typical steel rolled sections, I beams IPE or H beams HEB, or a tapered beam following the shape of the roof with inclined columns coinciding with the eaves of the portal frames.

The first analysis shows that large sections are required to meet the deformation requirements, especially the horizontal displacements. As the deformation is governing the design the sections are typically oversized with respect to their structural strength. The steel tonnage is fairly large for this option.

4.2. Roof Truss (B)

The typical portal frame consists of inclined columns following the footprint of the façade and internal inclined columns. The roof beam is a truss with its top chord following the shape of the roof.

The first analysis shows a significant vertical stiffness and an adequate horizontal stiffness. The individual beams form-



Figure 7. Comparison of vertical deflections for models A & B.

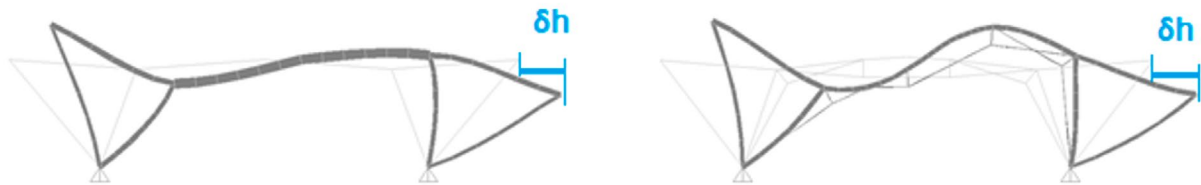


Figure 8. Comparison of horizontal deflections for models A & B.

ing the truss allow the design to accommodate the different strength requirements, however, the large number of beams complicates the structure and leads to a high steel tonnage.

4.3. 3-pinned truss (C)

This solution consists of a truss located within the space between inclined columns and another truss acting as the rafter whose top chord follows the shape of the roof.

This solution provides a very stiff alternative for both vertical and horizontal loads and allows an optimization of the steel sections as they form a discrete model that are sized for each particular load requirement. However, the reduced headroom in the area close to the columns makes this option not viable with the project requirements.

4.4. 'Skelsion' frame (D)

This 'Skelsion' frame consists of a number of elements acting in tension and compression and minimizing the flexural behaviour that usually leads to a larger steel tonnage. This makes this design a very lightweight structure. The footprint of the

structure meets the project requirements with slight modifications of the geometry of the roof.

This solution is very stiff for vertical actions as the deformation is controlled by prestressing the tie rods. The vertical deflection is negligible. The horizontal displacement is dealt with by the tension bracing system, and the prestressing allows the bracing not to act in compression and to consider the total horizontal stiffness of the structure. The steel tonnage for this option is the lowest thanks to the efficiency of the structure as the use of prestressed tie rods allows the elements to be efficiently designed.

4.5. Conclusions and discussion

The conclusions are based on the strength and deformations, being the horizontal displacement the governing condition. The main conclusion is that the Skelsion solution could be the lightest alternative, achieving a very lightweight and slender structure as well as providing an innovative and technological internal appearance to the building.

The Skelsion frame has a better behaviour against vertical loads with significantly lighter sections due to the prestress-

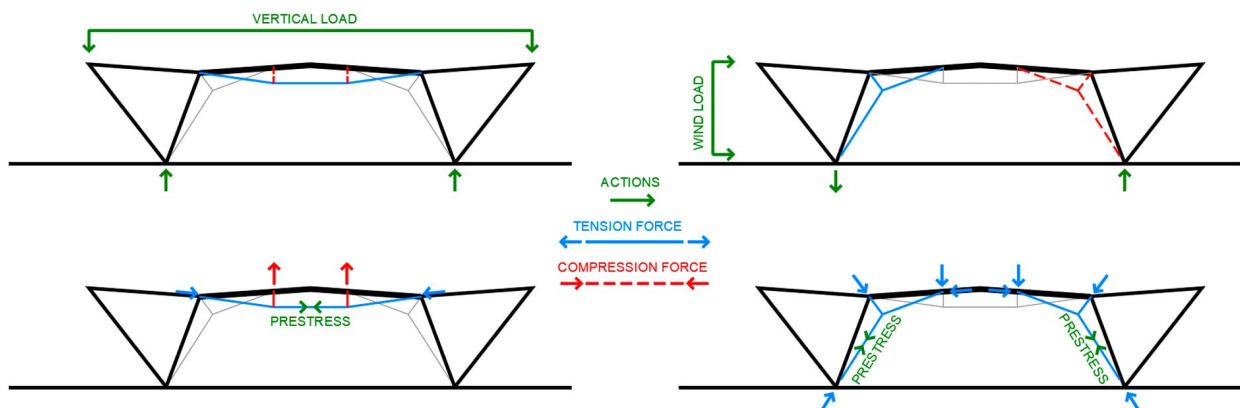


Figure 9. Schematic load paths.

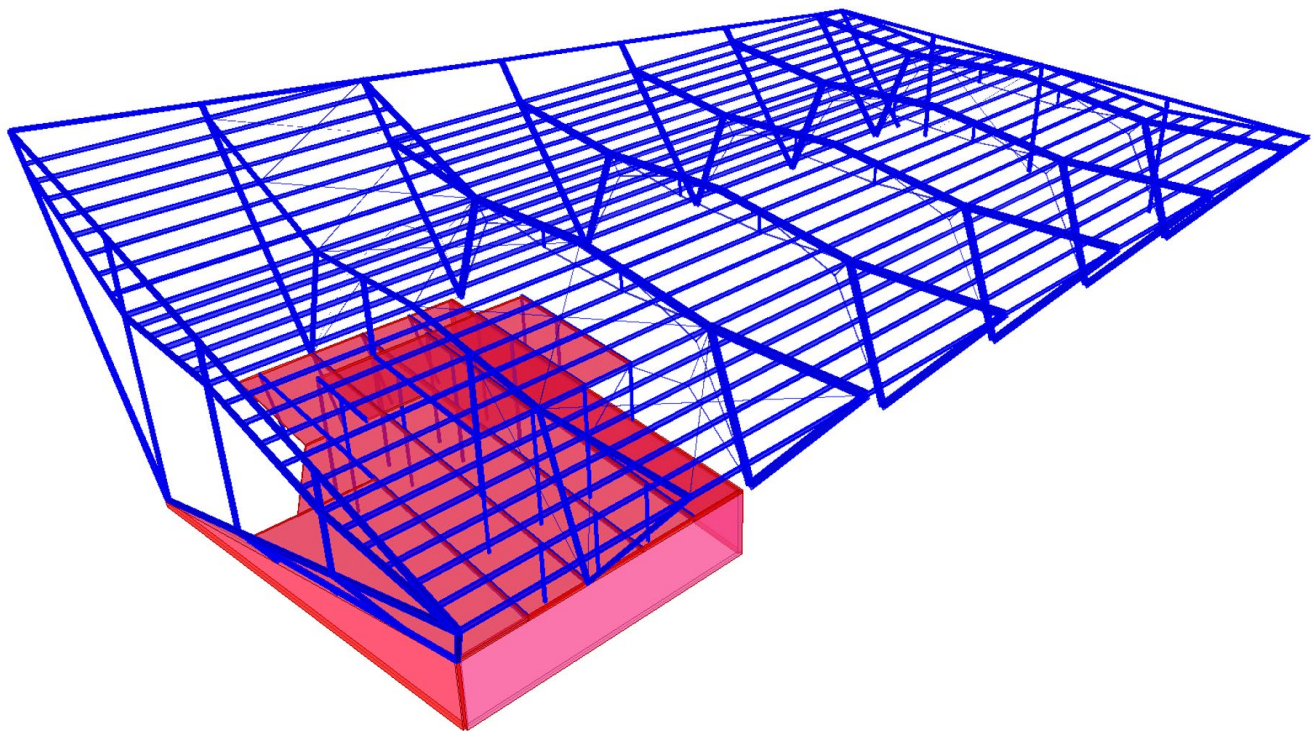


Figure 10. 3D structural model.

ing. For horizontal loads, the goal is to get the same horizontal displacement in both solutions. Achieved this purpose, we can see that both structures behave similar, however, the rafters of the Skelsion frame have a larger distortion, but also are using less steel quantity.

4.6. Behaviour of the Skelsion frame applied to the project

The structural behaviour of the Skelsion frame is based on the addition of vertical and horizontal prestressing that interact with each other. This interaction depends on the stiffness of each element and on the amount of prestressing applied to each.

The prestressing of the top rods is used to cancel the vertical deformations due to gravity loads whilst the purpose of prestressing the bottom rods, i.e. the elements acting as the bracing system, is to prevent the rods being compressed and hence cancelling their behaviour as they are not capable of carrying any compression load. The level of prestressing of these elements should be greater than the compression force caused by wind load.

It should be noted that the prestressing loads represent point loads applied to the anchorage points which are to be taken by the steel sections. However, the prestressing force applied to the mid-span of the rafters must be balanced by prestressing the top rods. Hence, an iterative process is required in order to obtain the adequate prestressing for each element as the variation on the prestressing forces creates results which converge to the final solution.

Figure 9 below represents a schematic load path for vertical and horizontal loads together with the two different prestressing forces applied. The final solution is a balanced solution for the 4 structural systems shown below and provides a solution

with negligible vertical deflections and full stiffness for lateral stability without compression forces on the bracing members.

5. APPLICATION AND STRUCTURAL ANALYSIS

The structural analysis was carried out by a 3D non-linear model comprising the entire structure as shown on figure 10 below. This model was very accurate and was used to size all elements of the structure.

The singular geometry of the building together with the façade doors being able to be fully open required a design scenario considering the building as a closed structure and a canopy simultaneously which created large suction forces on the roof when the doors on one elevation were fully open and fully closed on the other elevation.

In order to ensure the prestressing forces were adequate in the completed structure a construction sequence was established with the prestressing being progressively incorporated for each construction stage.

Wind suction in the roof is not fully covered by the light roof self load, so negative moment in the rafter is obtained. This negative moment puts the strings under compression; thus they cannot be considered as collaborating in the structural response. For this case, the top rafter is considered as a beam resisting the little negative moment with the whole span of the canopy, and it is acceptable.

The building was founded on concrete footings with different sizes depending on the exact location as the site investigation reported the presence of expansive clays. When these clays

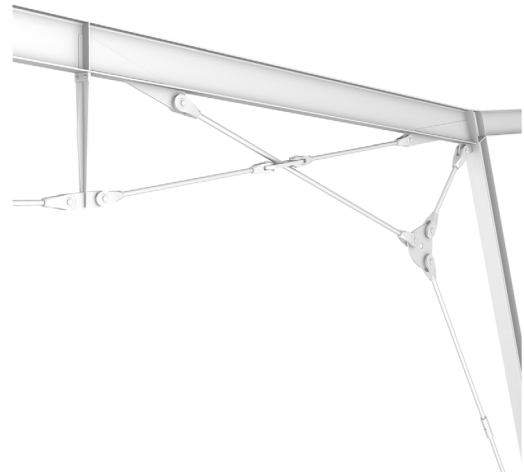


Figure 11. Photo of the Skelsion portal frames © Roland Halbe.

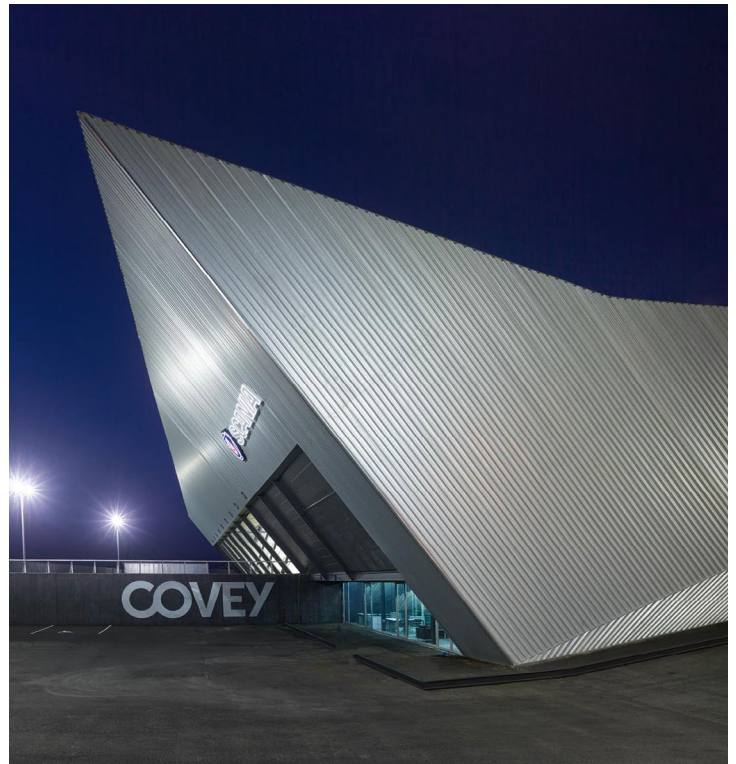
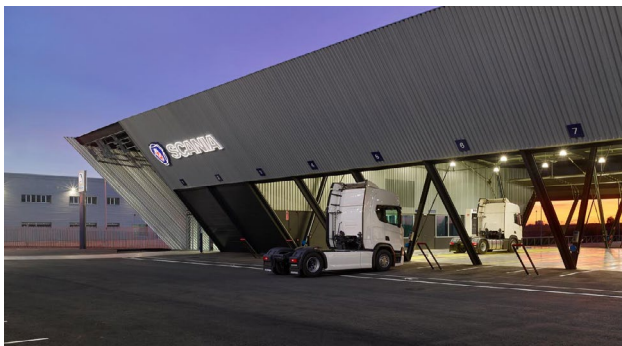
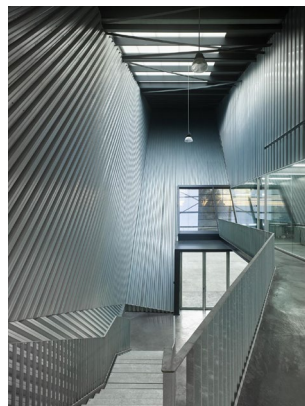


Figure 12. Photos of the completed building © Roland Halbe.

were encountered, typically down to 3m, they were removed and replaced by competent soil in the office area whilst deep foundations were designed for the workshop areas, as they represented a more economical solution in this instance.

6. CONCLUSION

The Skelsion structure represents a very lightweight solution with very slender beams thanks to the prestressing of the tie rods which also provide an adequate vertical and horizon-

tal stiffness. It was here achieved what Masao Saitoh called Arch-Neering Design, i.e. to add engineering to the architectural building achieving a final result with an added value.

Figure 11 shows the high-quality of the internal space achieved with the prestressed rods which give the building a technological appearance.

Figure 12 shows several photos of the completed building representing the main features discussed in this article.

The general goals of achieving a structural system to comply with the structural, aesthetic, and functional requirements, with a reduced cost, are then fully met.

This structure represents a structural system seldom used, or never used, in Spain for an industrial building. It is then jus-

tified that the Skelsion structures is the optimal solution for medium spans and when stringent structural aesthetic aspects are required. It is also the most economical solution compared to the other alternatives proposed.

In addition, the building has been awarded with the 2020 Architectural Prize of the Chamber of Architects in Huelva (Premio de Arquitectura 2020 del Colegio Oficial de Arquitectos de Huelva).

Acknowledgements

We would like to thank the architects from *EOVASTUDIO* for their work and cooperation and for trusting *GmasP Engineering and Architecture* for the structural design of the singular building discussed herein.

We would also like to thank the engineer *Enrique Goberna* for his guidance and suggestions as well as for encouraging us to use an innovative solution within this field.

We would like to thank all the *GmasP* team for all their hard work, cooperation and enthusiasm to develop this project.

References

- [1] Mungan, I. & Fredrick Abel, J. (2011). *Fifty Years of Progress for Shell and Spatial Structures*. Madrid: International Association for Shell and Spatial Structures (IASS).
- [2] Saitoh, M. & Okada, A. (1994). Study on Structural Concept and Characteristics of SKELSION. *Kou kouzou rombunshuu Volume 1 Issue 3*: Pages 57-66, Released June 28, 2010. Online ISSN 1884-0329.
- [3] Saitoh, M. (1998). Role of String: aesthetics and technology of tension structures. *LABSE reports, Volume 79 (1998)*, 699-710. Accessed January 18, 2016. <https://doi.org/10.5169/seals-59965>

The design approach of a prestressed concrete bridge constructed in 1950s in Italy

El enfoque de diseño de un puente de hormigón pretensado construido en los años 50 en Italia

Maria Rosaria Pecce^a, Francesco Santamato^a, Elena Ciampa^a, Edoardo Cosenza^b

^a Department of Engineering, University of Sannio

^b Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II

Recibido el 25 de octubre de 2019; aceptado el 2 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

In years 1950 the first bridges realized with the emerging technique of Prestressed Concrete (PC) were designed and constructed in Italy. In this paper the design of San Nicola bridge erected in Benevento (Italy) and designed by Riccardo Morandi in 1952-1955 is presented in order to analyse its conceptual design. The original design has been examined evidencing a careful process of optimization by adopting an innovative method of construction with precasted segments. The influence of some choices in geometry, static scheme, prestressing procedure on the structural response of the structure are discussed also by simple examples.

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

KEYWORDS: Conceptual design; PC bridge; durability.

RESUMEN

En los años 50 se diseñaron y construyeron en Italia los primeros puentes realizados con la técnica emergente del hormigón pretensado (PC). En este trabajo se presenta el diseño del puente de San Nicola levantado en Benevento (Italia) y diseñado por Riccardo Morandi en 1952-1955 con el fin de analizar su diseño conceptual. Se ha examinado el diseño original evidenciando un cuidadoso proceso de optimización mediante la adopción de un innovador método de construcción con dovelas prefabricadas. La importancia de algunas decisiones geométricas, el esquema estático y el procedimiento de pretensado en la respuesta estructural de la estructura se comentan también mediante ejemplos sencillos.

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

PALABRAS CLAVE: Diseño conceptual; puente PC; durabilidad.

1. INTRODUCTION

The conceptual design of a structure is the preliminary and critical step of design during which essential features of construction take shape to optimize performance. The design process must be based on the fundamental principles of the

structural engineering, boundary conditions and functionality required to the structure. Over the years, concepts about design have been certainly developed [1,2] and consolidated through great designers' activities that remain alive by means of structures built. It is therefore vital to screen the projects in the past to understand the conceptual path to design the struc-

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: eciampa@unisannio.it (Elena Ciampa).



Figure 1. Current lateral view of San Nicola Bridge.



Figure 2. Transversal and frontal view of the pier.

ture, especially when the lifespan of construction confirmed its performance [3].

In this paper it is examined the design of the bridge San Nicola in Benevento (Italy) developed by Riccardo Morandi in 1950s [4]. Although this bridge is not especially known and important among the bridges designed by Morandi, it represents a bold and innovative design at the time putting into practice several choices aimed at the structural performance optimization.

The San Nicola bridge is a prestressed concrete cantilever bridge whose design involves a portal frame with two cantilevers and piers hinged at the basis. The construction technique was cutting-edge for its time and combined with the optimization of the shape was aimed to reduce stresses into the structure during both the construction and the serviceability life. The curved shape was common in the past [3,5] and the review of specific design choices should rise no doubts whatsoever about the advantages of prestressed concrete and segmental construction. Currently this type of static scheme is still used although provided with more innovative techniques such as seismic bearings [6].

A detailed examination of designer's choices for San Nicola Bridge and its effect on the performance of the structure are of great interest, pointing out how the basic principles are still valid. The proposed analysis deals with three main aspects: structure geometry, static scheme, prestressing.

2. DESCRIPTION OF THE BRIDGE

The deck of San Nicola bridge is made of prestressed concrete cast in site with piers and foundations made of reinforced concrete. The design involves a portal frame composed by one main span 80.0 m long and two cantilevers of 20.0 m long as shown in figure 1.

The bridge deck is supported by two piers 9.40 m high and linked to the foundations underneath by hinges made of steel rebars. Each pier, as shown in figure 2, was realized by eight columns of rectangular section, 40.0 cm thick and variable width from 1.50 m at the base to 4.00 m at the top, that are transversally connected at the base and top by a transverse beam.

The foundations also act as abutments. The deck shows varying-depth through the spans (beam with curved intrados), which characterize an approximately linear shape giving also a beneficial arch effect. The depth of the deck cross section varies from a maximum of 3.60 m at the pier supports, to a minimum of 1.60 m at the ends of cantilevers and 2.70 m at the midspan. The deck consists of four prestressed box-girders, whose webs vary in thickness, from a minimum of 13 cm at the midspan, to a maximum of 30 cm at the supports. The width of the upper slab is 9.00 m and consists of two traffic lanes, 7.00 m width, and two sidewalks 1.00 m width each one. Also the thickness of the upper and bottom slabs is variable.

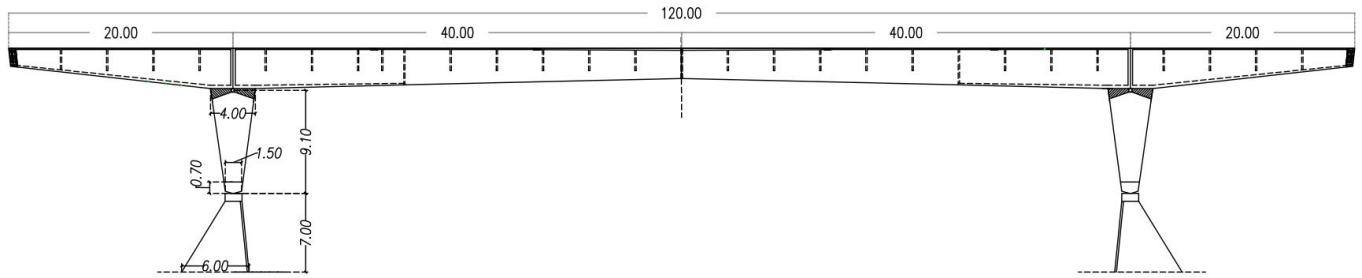


Figure 3. Longitudinal scheme of the bridge.

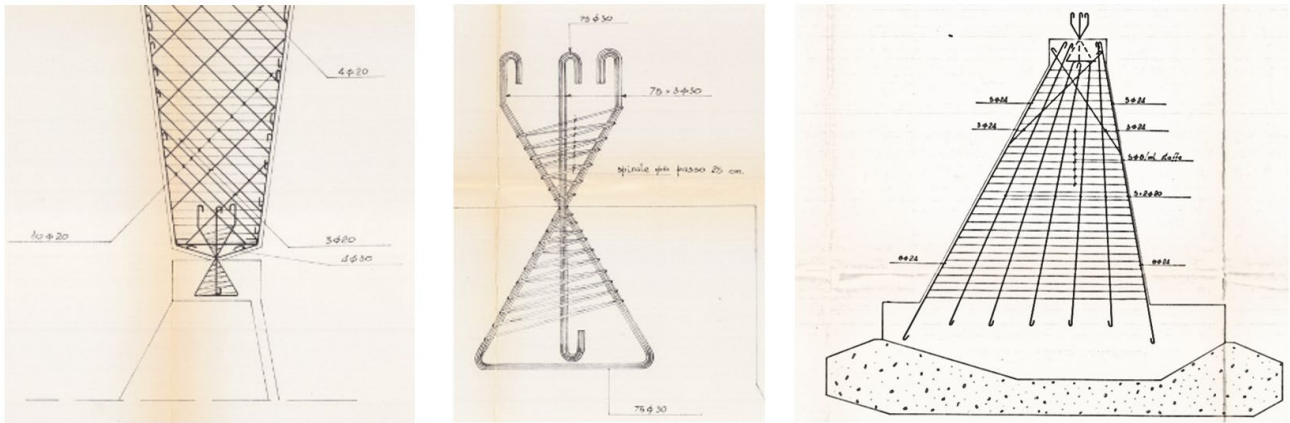


Figure 4. Details of the hinge at the column base and foundation.

The deck is characterized by internal tendons, symmetrical about midspan. The prestressing steel cables are composed of 27 aligned wires with diameter of 5 mm and were placed along a straight line in the top slab where the bending moment shows negative values and in the bottom slab in the midspan, but also curved cables were installed along the entire bridge. The anchorage is achieved by means of steel plates. The materials used were concrete with compressive strength of 450 kg/cm² (44 MPa), steel for reinforcing bars with yield strength of 2300 kg/cm² (225 MPa) and prestressed steel with minimum tensile strength of 1800 kg/cm² (176 MPa). The piers are reinforced with TOR (Toristeg Steel Corporation of Luxemburg) steel bars.

The construction technique was cutting-edge for its time. The precast reinforced concrete segments of the deck were produced on site, by setting up steel ducts for installation of tendons. Then the segments were raised on “Innocenti” pipe centering and then jointed with cast-in place concrete of about 15 cm thickness. The deck was prestressed when was simple supported on temporary restraints made with steel cylinders located on the top of the piers, then it was connected to the piers realizing a not determined static scheme.

Nowadays the same type of beam with curved intrados of San Nicola bridge is still adopted since it magnifies the aesthetic [7,8] and the performance of the structure, but usually also the external spans are supported on abutments. Furthermore, the construction by segments is currently used but through the technique of balanced cantilever using cranes or launching systems to realize the hammer with

the pier and two cantilevered decks and then connecting the midspan. Various problems due to the intermediate conditions [9] or new constructional techniques [10] are of research interest.

3. THE DESIGN OF GEOMETRY AND STATIC SCHEME

The San Nicola bridge is located out of the city centre of Benevento and was designed to connect two parts of the city crossing the creek San Nicola that goes through a valley with instable hillsides. Therefore, the first step of the design was the definition of the solution to absolve the aim of connecting the road but, considering the fragility of the hillsides, the piers were founded on the banks of the creek and the deck was developed symmetrically with a span and two cantilevers. However, the choice of an isostatic beam simple supported by the piers would be too onerous in terms of stresses due to the traffic load, therefore the designers identified two steps of realization. The first one was the simply supported beam to apply the prestressing and the second one was a frame scheme integrating the joint between the deck and piers as shown in figure 3. The two cantilevers solved the problem of the low bearing capacity of the hillsides but also optimized the distribution of bending moments along the deck reducing the sagging moment in the span. The piers were hinged at the base to avoid bending moments on the foundation that have

to also contain the thrust; in figure 4 the detail of the hinge at the column base is shown.

In figure 5 it is possible to observe the temporary supports of the deck on the piers that were realised with steel cylinders to apply the prestressing on a static determined scheme avoiding reaction forces due to this technique. The solidarization between the deck and the piers was realized casting concrete in the gap surrounding the temporary steel supports through a hole in the caisson.

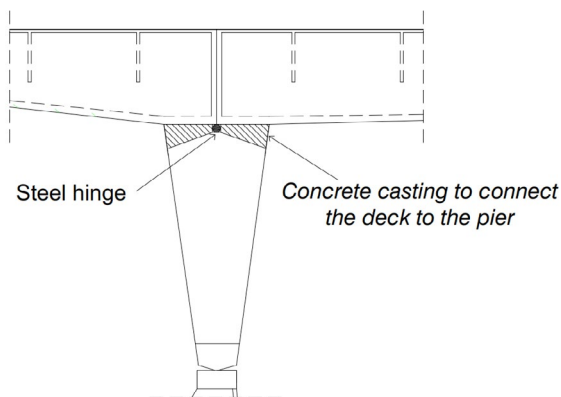


Figure 5. Detail of temporary support made of steel cylinder for applying prestressing.

During the time the design of the static scheme with the two cantilevers for avoiding the problems of the instable hillsides resulted a winning choice. In fact the flood of 2015 in Ben-

evento caused the landslide of the slopes without damaging the bridge. After that sustaining works were realized by gabions and armed lands, as shown in figure 6.

4. THE DECK

The optimization of the static scheme was pursued also adopting a section of the deck made of caissons with thin thickness and a variable height, as shown in figure 7.

In particular, the height and the thickness of the multicellular caisson is variable along the deck as the bending moment assumes its maximum value at the column joints but reduces at the midspan and becomes zero at the end of the cantilevers. The reduction of the design moment along the deck allows to reduce the height of the section and its weight, optimizing the shape according to the response of the structure. Clearly



Figure 6. The landslide of the slope in 2015 and the armed lands behind the pier.

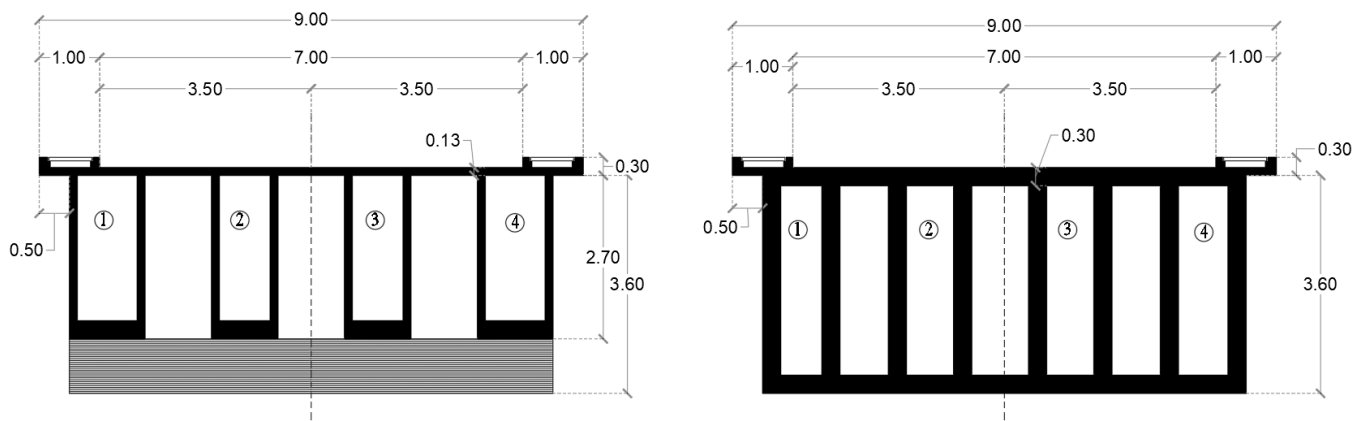


Figure 7. Cross sections of caissons at the midspan (left) and the supports (right).

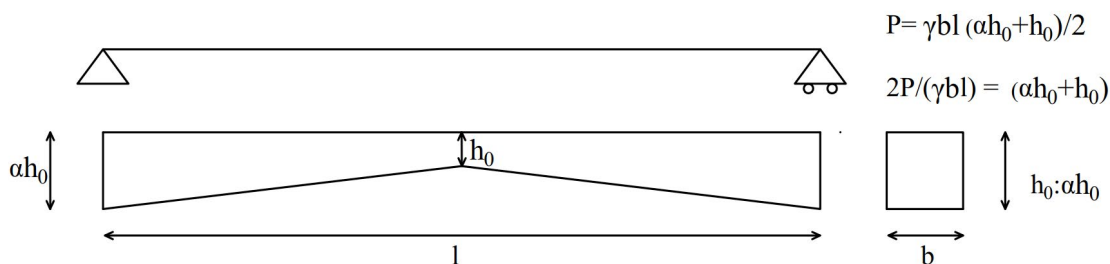


Figure 8. Simple supported beam with rectangular section and variable height under self weight.

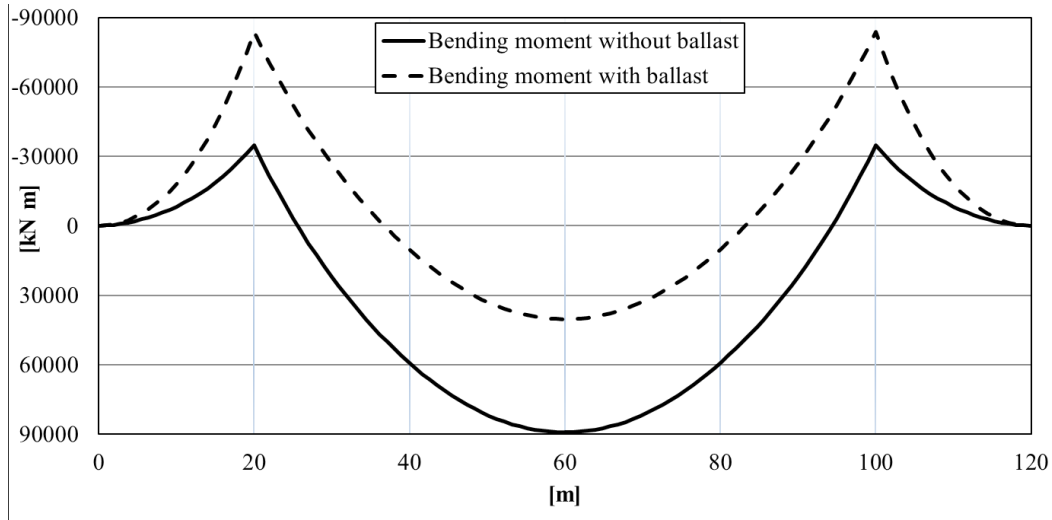


Figure 9. Bending moment along San Nicola bridge under self weight in case of simple supported scheme.

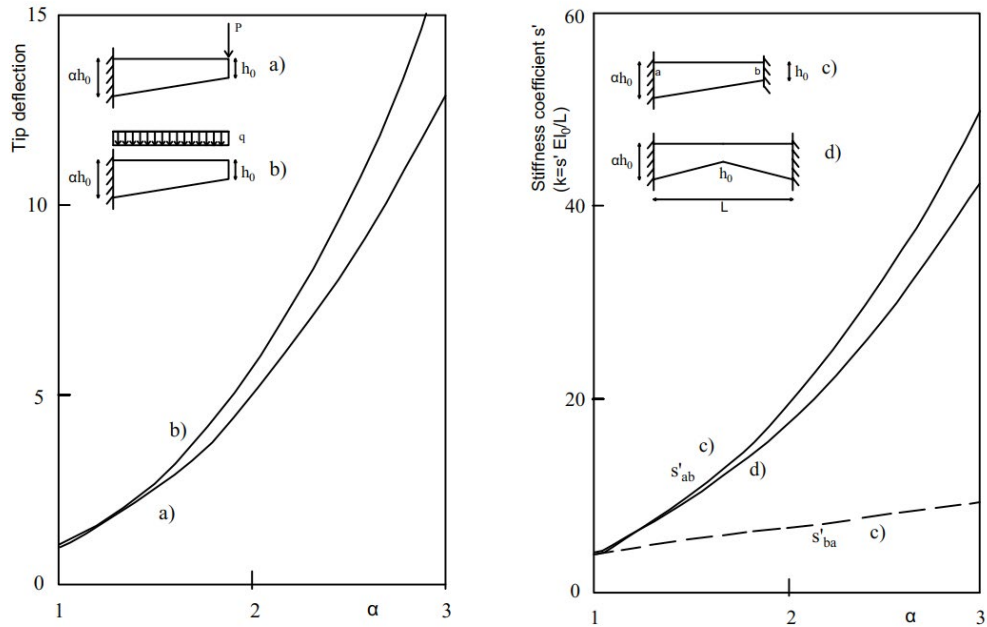


Figure 10. Taper effects on deflection and bending stiffness [11]: cantilever under tip loading (left), fixed-fixed tapered beam for stiffness of both ends a and b (s'_{ab} and s'_{ba}) (right).

minimum dimensions of the thickness were considered but sufficient to introduce the ducts for the cables, but the thickness of the webs of the caissons has to satisfy also the shear stresses, therefore, are 13 cm thick at the midspan and 30 cm at the supports.

The upper slab shows a variable thickness too, from a minimum of 13 cm at the midspan (sagging moment), to a maximum of 20 cm at the supports (hogging moment). The bottom thickness of the four caissons varies from a minimum of 20 cm at the supports, to a maximum of 30 cm at the midspan where many cables have to be located; furthermore, the caissons are connected by the bottom slab close to the piers and in the cantilevers, where the bottom slab is in compression. This last condition allowed to fill the caissons of the cantilevers with gravel and sand to balance hogging and sagging moments along

the entire deck, reducing the positive moment at the midspan. This solution allowed to the designer a further reduction of the stresses along the span, making possible a further optimization of the section dimensions.

An example of a simple supported beam with length $l=80$ m is proposed, as shown in figure 8, in order to better understand the benefit of adopting a section with a variable height. Assuming a rectangular section when the height varies between $ah_0 = 3.6$ m ($\alpha=1.33$) at the supports and $h_0 = 2.7$ m in the midspan, the maximum sagging moment due to the self weight (unit weight γ) reduces of 5% assuming the tapered shape respect to a beam with the same weight P but having a constant height of 3.15 m.

Furthermore, for the San Nicola bridge the cantilevers could reduce the sagging moment in the midspan of about



Figure 11. From the left: anchorage of two cables in groups of 3 wires, real picture *in-situ*, patent M1 and patent M4.



Figure 12. From the left: duct filled with mortar, duct not filled with mortar and degradation of the deck due to water.

30%. But the designer wanted a higher reduction of the sagging moment due to the permanent loads in order to have an adequate resistance for the traffic load even though a reduced height of the section in the midspan, therefore he added sand in the caissons of the cantilevers. This dead load was defined imposing a prefixed value of the maximum positive moment in the design; in particular, it was reduced of 55%, moving an increment of 58% of the negative moment at the supports.

Really an optimization was made by Morandi between the shape of the cantilever that could give a prefixed moment at the supports to reduce the moment in the midspan making the longitudinal shape of the deck perfectly adequate to the moment shape as shown in figure 9, with a reduction of material costs and an higher lateral stability of the deck [11].

Also the piers were tailored as the moment trend, that is zero at the base hinge and maximum at the top. The variable section influences also the stiffness of the deck. In fact, the deflection of a tapered rectangular beam could be reduced by over a factor of 12 when the ratio of height of ends of the beam α is 3, as shown in figure 10 (a-b); the relation is of exponential form. Similarly, the end rotational stiffness of a fixed-fixed beam can be increased from $4EI/L$ to over $48EI/L$ for fixed-fixed tapered beam, shown in figure 10 (c-d) [11]. In case of Morandi bridge the variability of the deck and piers section was designed to obtain approximately the same flexural stiffness for the deck and the pier;

in particular the distribution factors of the moments at the frame joint are 0.60 and 0.40 respectively for the deck and the pier.

Furthermore, the variable height of the deck activates an arch effect that contributes to carry the vertical loads by compression forces [11]. The value of the axial load in compression due to the self weight is 594.5 t (5830 kN) at the support and 436 t (4275 kN) at the midspan, that give respectively a stress of 32% and 19% of the design strength of concrete assumed as 270 kg/cm² (27 MPa). Again, the shape of the deck gives a beneficial effect for the performance of the bridge.

5. DESIGN OF PRESTRESSING SYSTEM

The construction procedure was an important aspect of the conceptual design and was defined to allow the prestressing of the entire deck also with continuous cables [12,13]. Various techniques were developed to realize bridges in 50' [14]; for the San Nicola bridge the caissons of the deck were realized in pieces 2 m long lifted on the provisional "Innocenti" system and jointed with concrete casting that filled approximately 15 cm of gap. In this gap the ducts of the pieces were connected with steel sleeves made with thin plates. The

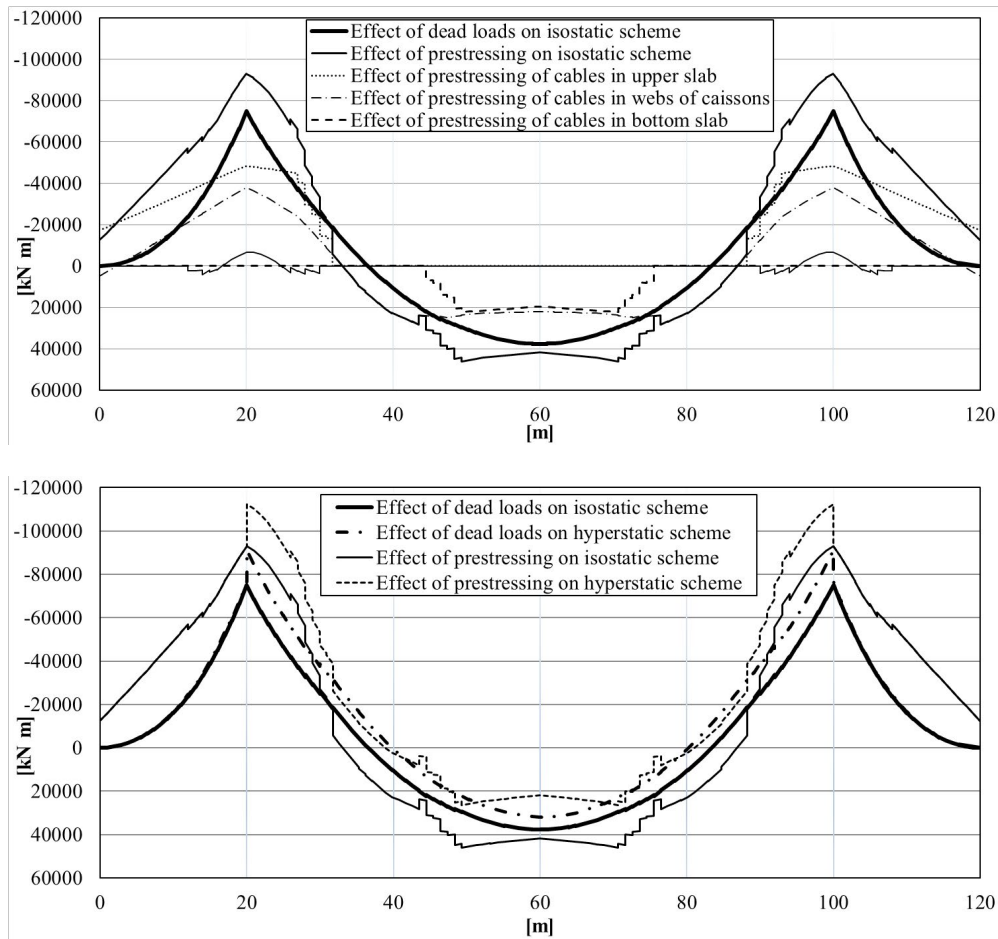


Figure 13. Diagrams of bending moment along the deck, due to dead load and prestressing.

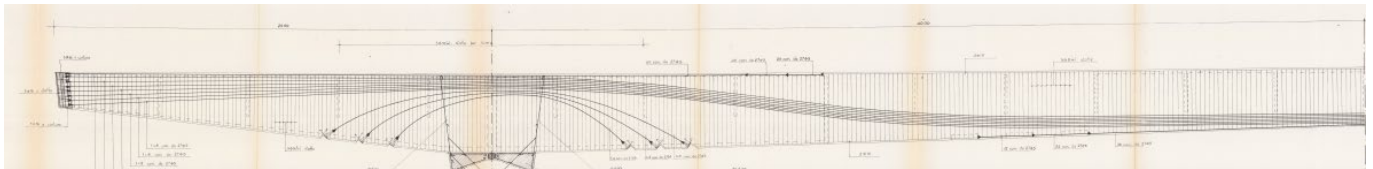


Figure 14. Original drawing with the prestressing cables.

total number of cables is 252, each one made of 27 wires of 5 mm diameter. The wires were introduced in the ducts and put in tension in groups of 3. The anchorage system is a patent of Morandi and was realized by a steel plate 5 mm thick with dimensions 40x25 cm. Each cable was fixed at the anchorage in 9 points (3 wires for point) through bushings [13] of diameter 3.4 cm, and each plate anchors 2 cables, as shown in figure 11 (left).

The tensioning of the cables was applied by both ends using a set up of the Morandi patent that allowed to block and unblock the cables for recovering the stress losses; after the prestressing procedure the anchorage plates were covered with a finishing of concrete.

In the design documents there are not specific informations about the set up used for tensioning the cables but considering the type of anchorage detected during a surveys campaign and

the literature on Morandi work, the patent M4 was identified and it is reported in figure 11 with the patent M1.

The cables were lubricated with Stauffer grease before prestressing owing to their significant length and every 40.0 m holes were predisposed for any future lubricant injections and grout injections after prestressing.

The tests *in situ* evidenced the good condition of the tendons, as shown in figure 12, both in case of duct completely filled and not filled with mortar, because the air in the duct does not allow the development of corrosion. Corrosion was detected in the zone of the deck where stagnation of water occurs due to a bad disposal of water, as shown in figure 12 in the right.

The designer chose to realize the structure in two steps in order to apply the prestressing to a provisional determined static scheme. In fact, in the first stage the deck was support-

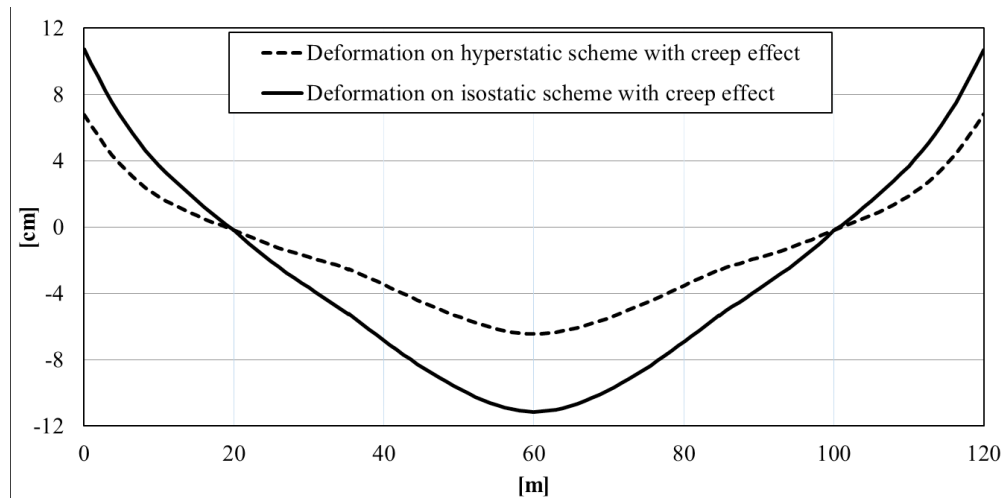


Figure 15. Theoretical deformation with creep effect under dead loads.

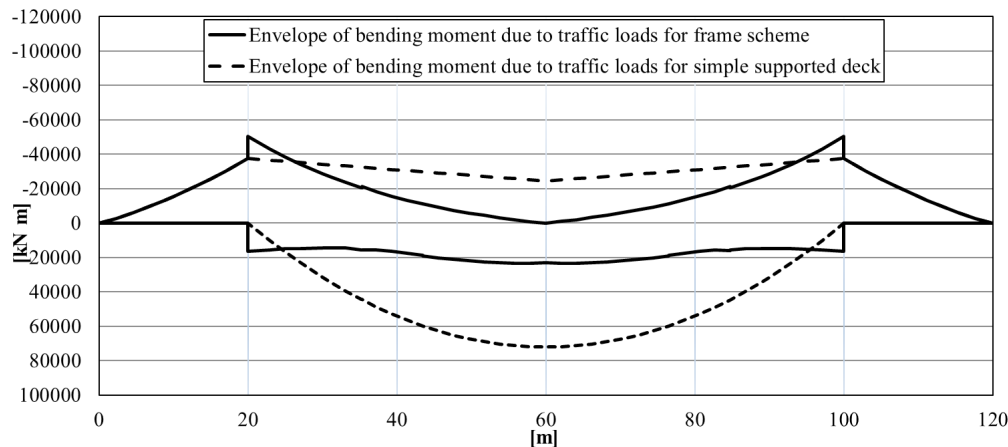


Figure 16. Bending moment due to the traffic load for the frame scheme and the simple supported beam.

ed by steel cylindrical hinges on the two piers while in the second stage, after the prestressing, concrete was cast into the gap surrounding the temporary steel supports as shown in figure 5. Prestressing a determined static scheme allowed to prevent reactions which are forces and bending moment on piers and also bending moment and shear in the deck, albeit Morandi thought that prestressing could be conveniently applied to a hyperstatic structure with suitable discernments [15].

In particular, due to the prestressing on the hyperstatic scheme the horizontal force rising on piers would have been of 176 t (1726 kN) under dead loads, which is about 43% of the thrust due to traffic loads of that time.

In figure 13 the diagrams of bending moment due to dead loads and the prestressed cables are reported with the same sign to better compare them, but the effect of prestressing has opposite sign; the prestressing on the static scheme equates and annul the moment due to the dead load. The placement of the cables has been carefully designed to optimize the effectiveness and follows the line of the moment due to the

dead loads. Straight cables in number of 60 for each side were placed in the upper slab, lying from the tip of the cantilevers to 12 m inside the main span, 36 straight cables were placed in the bottom slab in the midspan and 56 curved cables were placed along the bridge, 7 in each web of the caissons. It is possible to observe the position of the cables in figure 14 from the original drawing.

Moreover, on each support 20 curved cables at three different heights were placed. Three in each external webs for a total of 12, and 2 in each internal webs for a total of 8. The straight cables, in groups of 20 in the upper slab and 12 in the bottom one, were anchored in offset sections of 2 m to get both an optimization and the possibility to place the steel anchor plates in the thin slabs.

The high number of cables made of many wires and anchored in different sections give a low probability of a contemporary loss of the entire prestressing avoiding a brittle and sudden failure of the bridge.

The choice to have a hyperstatic structure after the prestressing was dictated not only to reduce the stresses due to

traffic, but also to reduce the creep deformations that develop over time due to permanent loads. In fact, the deflection under permanent loads can be evaluated and compared for the isostatic and the hyperstatic scheme, considering the effect of the post-installed restraints and the segmental procedure [16]. The following simply assumptions, unverifiable nowadays, can be assumed:

- Neglecting the effect of the assembling of segments with grout and considering the construction of the deck in one step;
- removal of “Innocenti” system after 2 months by casting concrete and prestressing operations;
- the creep factor is assumed $\phi=2.5$;
- the prestressing loss is neglected to evidence only the effect of the static scheme;
- the dead load also with ballast is considered.

The results are shown in figure 15. The effect of the final restraints is important also for the long time deflection and gives a reduction of 40%, respect to the isostatic one.

The bending moment due to traffic load results 60% higher at the midspan and 22% lower at the supports considering the simple supported beam instead of the frame scheme. Therefore, the utility of the final restraints is confirmed. In figure 16 the comparison between the envelope of bending moment due only to the traffic load, according to the Italian Code NTC2018 [17], for the frame scheme and the simple supported deck is reported.

Finally it is worth noticing that the maximum bending moment due to the traffic load is approximately 44% of the one due to the self weight; therefore the safety factors for the action of the self weight give a consistent reserve of safety for the increment of the traffic load as currently occurs. Conversely, a lighter structure would be more vulnerable respect to the live loads.

6. CONCLUSION

The analysis of the design approach by Morandi adopted for the San Nicola bridge highlights the importance of a global view involving the construction technique, transitional conditions during its construction and serviceability state over the years. Studies and ongoing research about optimization in the shape, pattern of prestressing and static scheme provide a solution that suits the environmental context into which it is built and the economic process. It is also clear the aesthetic that seeks to communicate through its shape the static behaviour of the structure providing the reading of distribution of the dead load and stresses paths. The cantilevers reduce the sagging moment in the midspan of about 30%, but by adding ballast inside the caissons the bending moment due to dead load was reduced of 55%, moving an increment of 58% of the negative moment at the supports. This result is an optimization using the variable height of the deck with the greatest value at the supports. The variable longitudinal shape activates an arch effect that contributes to carry the vertical loads by axial compression forces.

The laborious and continuous optimization process of the shape and distribution of dead loads was supplemented with a detailed configuration of prestressing, accompanied by technical innovation through patents developed by the designer. The result is an efficient solution, since the cables act as restrain where the external stresses are greater, but at the same time it is provided with a redundancy due to the distribution of prestressing in a great number of cables, each one made up of significant number of wires. The last aspect to be mentioned is that in a so bold approach for that time, considering the technologies of realization and calculations only possible by means of simplified models, the designer chose thin thickness for the section making an important sign of full confidence in basic concepts proposed by the innovative technique of prestressing. Infact, if prestressing on the hyperstatic scheme, the horizontal force rising on piers would have been of 43% of the thrust due to traffic loads of that time.

The choice of the frame scheme affects the long time deflection and gives a reduction of 40%, respect to the isostatic one. Moreover, the bending moment due to traffic load results 60% lower at the midspan and 22% higher at the supports considering the frame scheme instead of simple supported beam. Therefore, the utility of the final restraints is confirmed.

After more than sixty years the bridge is in use and shows only degradation due to problems of maintenance confirming that a correct conceptual design really ensures the quality of the construction during the time.

Acknowledgements

Authors wishing to acknowledge Administration of city of Benevento, in particular engineer Maurizio Perlingieri, for the availability of the design documents.

References

- [1] Corres-Peiretti, H. (2013). Sound engineering through conceptual design according to the fib Model Code 2010. *Structural Concrete* 14, No. 2.
- [2] CEB-FIP (2013). CEB-FIP Model Code 2010. Lausanne: Federation Internationale Du Béton.
- [3] Podolny, W. & Muller, J.M. (1982). *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*. Hoboken: Wiley-Interscience Publication.
- [4] Ibesi, G., Morandi, R. & Moschini, F. (1997). *Riccardo Morandi. Innovazione, Tecnologia, Progetto*. English and Italian text. Roma: Gangemi.
- [5] Asociación española de hormigón pretensado, (1966). *Últimas noticias de hormigón pretensado 17(78)*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja.
- [6] Giordano, A., Pedrazzi, G. & Vairo, G. (2013). Balanced Cantilever Girder Bridge Over the Danube-Black Sea Channel. *Romanian Journal of Transport Infrastructure* 2(2), 33-44.
- [7] Leonhardt, F. (1979). *Bridges: Aesthetics & Design*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- [8] Leonhardt, F. (1968). *Aesthetics of Bridge Design*. PCI Journal 14-31.
- [9] Zhong, X., Zhang, T., Shu, X. & Xu, H. (2017). Shear-lag behavior of prestressed concrete box-girder bridges during balanced cantilever construction. *Advances in Concrete Construction*, 5(5), 469-79.
- [10] Kollegger, J. & Foremniak, S. (2016). Balanced Lift Method-A New Bridge Construction Technique. In: Caner, A., Gulkan, P., Mahmoud, K. *Developments in International Bridge Engineering*. Springer. 9, 121-131.

- [11] Aristizabal-Ochoa, J. D. (1987). Tapered Beam and Column Elements in Unbraced Frame Structures, *J. Comput. Civ. Eng.* 1, 35-49.
- [12] Leonhardt, F. (1964). *Prestressed concrete: design and construction*. Berlin: W. Ernst.
- [13] Kirkland, G.W. (1958). Prestressed Concrete. *Journal of the Royal Society of Arts* 106(5028), 913-51. Accessed June 24, 2014.
- [14] Guastini, C., Morano, S.G. & Spinelli, P. (2012). History of the methods and construction techniques of box girder bridges in prestressed concrete: the beginning. *Storia dell'Ingegneria, Atti del IV convegno*, 913-15 (in Italian).
- [15] Morandi, R. (1956). Convenience in prestressing with special regard to hyperstatic systems. *Giornate del cemento armato precompresso, edizione del giornale del genio civile Anicap*, 101-106.
- [16] Kwak, H. G. & Son, J. K. (2002). Determination of design moments in bridges constructed by balanced cantilever method. *Engineering Structures*, 24, 639-48.
- [17] NTC (2018). Improvement of technical codes for constructions. *Official Gazette of the Italian Republic n. 42* published on 2018, February 20th. Roma: Ministerial Decree of Public Works (M. D.).

Análisis en servicio de elementos compuestos de hormigón con pretensado interior no adherente bajo cargas de corta y larga duración

Analysis in service of prestressed composite concrete members with unbonded internal tendons under short and long-term loads

Pablo Martín Páez Gus^a, Berardi Sensale^b

^a Facultad de Ingeniería, Universidad de la República (Uruguay).

^b Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República (Uruguay).

Recibido el 12 de diciembre de 2019; aceptado el 27 de mayo de 2020

RESUMEN

Basado en el método de paso-a-paso para el análisis en el tiempo de las deformaciones diferidas en el hormigón, en este trabajo se desarrolla una formulación para el análisis de vigas compuestas de hormigón pretensado con tendones internos no adherentes sin utilizar el método de los elementos finitos. Dicha formulación contempla tanto el análisis en el corto como en el largo plazo, el estado no fisurado y fisurado del elemento, la fluencia y la retracción del hormigón, la relajación del acero de pretensado y la presencia de armadura pasiva. Además, el trazado de la armadura de pretensado puede ser genérico. A partir de la formulación desarrollada se propone un algoritmo computacional para el análisis de este tipo de vigas. Dicha implementación computacional permite el análisis tanto de vigas estáticamente determinadas como el de vigas continuas. La eficacia del algoritmo computacional propuesto es evaluada a partir de la comparación con estudios experimentales, obteniendo como principales conclusiones que el modelo computacional propuesto predice satisfactoriamente la pérdida de pretensado y las deformaciones de la viga a lo largo del tiempo.

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

PALABRAS CLAVE: Pretensado no adherente, elementos compuestos, análisis de largo plazo, pérdida de pretensado.

ABSTRACT

Based on the step-by-step method for the analysis over time of the strain in the concrete, in this work a formulation for the analysis of prestressed composed concrete beam with unbonded internal tendons without using the finite element method is developed. This formulation takes into account both the short and long-term analysis, the uncracked and cracked state of the member, the creep and the shrinkage of the concrete, the relaxation of the prestressing steel and the presence of non-prestressed steel reinforcement. In addition, the profile of the prestressing tendons can be generic. From the developed formulation, a computational algorithm for the analysis of this kind of beams is proposed. This computational implementation allows the analysis of both statically determinate beams and continuous beams. The effectiveness of the proposed computational algorithm is evaluated from the comparison with experimental studies, obtaining as main conclusions that the proposed computational model predict satisfactorily the loss of prestress and the deformations of the member over time.

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

KEYWORDS: Unbonded prestressing, composite concrete members, long-term analysis, prestress loss.

1. INTRODUCCIÓN

Existen muchas situaciones en la práctica de la ingeniería estructural donde es necesario estimar la pérdida de pretensado en vigas de hormigón pretensadas de sección compuesta, como

por ejemplo en las vigas de puentes [1-9]. La estimación exacta de la pérdida de pretensado en este tipo de elementos estructurales es muy difícil, incluso mediante análisis complejos como puede ser el método paso-a-paso, no solo por la precisión en la estimación de los parámetros envueltos en el fenómeno

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: ppaez@fing.edu.uy (Pablo Martín Páez Gus).

sino también porque la acción compuesta comienza a desarrollarse gradualmente a lo largo del tiempo.

El análisis se vuelve aún más complejo si las vigas son elementos pretensados con pretensado interior no adherente. El pretensado interior no adherente está caracterizado por no existir compatibilidad de deformaciones entre el acero de pretensado y el hormigón, lo que significa que el acero de pretensado y el hormigón que lo rodea pueden moverse uno con respecto al otro.

Existen relativamente pocos trabajos de investigación enfocados en predecir el comportamiento en servicio de vigas pretensadas con pretensado interior no adherente sometidas a cargas de larga duración [10-16]. Sin embargo no existen trabajos de investigación enfocados en predecir el comportamiento bajo cargas de larga duración de elementos compuestos con pretensado interior no adherente. Este trabajo se enfoca en el análisis en servicio bajo cargas de larga duración de elementos compuestos de hormigón pretensado con pretensado interior no adherente. Basado en el método de paso-a-paso para el análisis en el tiempo de las deformaciones diferidas en el hormigón, en este trabajo se propone un algoritmo computacional para el análisis de vigas compuestas de hormigón pretensado con tendones internos no adherentes sin utilizar el método de los elementos finitos. El algoritmo computacional propuesto puede aplicarse tanto a vigas estáticamente determinadas como a vigas continuas. La originalidad de este trabajo se encuentra en la formulación propuesta. Esta formulación tiene en cuenta el estado no fisurado y fisurado del elemento, la fluencia y retracción del hormigón, la relajación del acero de pretensado y la presencia de armadura pasiva. Además, el trazado de los tendones puede ser genérico.

Una de las principales ventajas del método propuesto es que se basa en los principios básicos de la resistencia de los materiales, sin recurrir a formulaciones matemáticas altamente complejas como pueden ser las formulaciones de elementos finitos del tipo híbrido [14, 15]. Otra ventaja del método propuesto radica en la utilización de la función de fluencia dada por los diferentes códigos a nivel internacional, a diferencia de otras investigaciones, en donde se utiliza una función de fluencia diferente a las que aparecen en los códigos para el cálculo de estructuras de hormigón [16].

La eficacia del algoritmo computacional propuesto es evaluada a partir de la comparación con estudios experimentales, obteniendo como principales conclusiones que el modelo computacional propuesto predice satisfactoriamente la pérdida de pretensado y las deformaciones de la viga a lo largo del tiempo.

2. RELACIONES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES

2.1. Hormigón

La deformación unitaria total en el tiempo de una fibra de hormigón puede escribirse como la ecuación (1) [17]:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cr}(t, t_0) + \varepsilon_{sh}(t, t_s) + \varepsilon_T \quad (1)$$

donde $\varepsilon_e(t)$ es la deformación unitaria elástica, $\varepsilon_{cr}(t, t_0)$ es la deformación unitaria por fluencia entre los tiempos t_0 y t , ε_{sh}

(t, t_s) es la deformación unitaria debida a la retracción entre los tiempos t_s y t , y ε_T es la deformación unitaria de origen térmico. t_0 y t_s corresponden a la edad del hormigón al momento de carga y al inicio de la retracción, respectivamente.

La relación tensión-deformación del hormigón para cargas instantáneas puede expresarse de acuerdo a la ecuación (2) [18, 19]:

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \text{para} \quad -0.40 f_{cm} \leq \sigma_c \leq f_{cm} \quad (2)$$

siendo σ_c la tensión, f_{cm} y f_{ctm} son la resistencia media a compresión y la resistencia media a tracción, respectivamente, y E_c el módulo de elasticidad secante.

Cuando el hormigón es sometido a cargas de larga duración cuya magnitud varía en el tiempo, la deformación unitaria total puede obtenerse a partir del principio de superposición [20]. La aplicación de este principio requiere del cumplimiento de las hipótesis de linealidad [21]. La deformación unitaria total a temperatura constante puede escribirse como la ecuación (3):

$$\varepsilon(t) = J(t, t_0) \sigma_c(t_0) + \int_{\tau=t_0}^{\tau=t} J(t, \tau) d\sigma_c(\tau) + \varepsilon_{sh}(t, t_s) \quad (3)$$

donde $\sigma_c(t_0)$ es la tensión en el hormigón en el instante t_0 , $J(t, \tau)$ es la función de fluencia del hormigón entre los tiempos τ y t , su expresión viene dada por la ecuación (4):

$$J(t, \tau) = \frac{1 + \phi(t, \tau)}{E_c(\tau)} \quad (4)$$

siendo $\phi(t, \tau)$ el coeficiente de fluencia entre los tiempos τ y t , y $E_c(\tau)$ el módulo de elasticidad del hormigón en el tiempo τ .

2.2. Acero activo y pasivo

La relación tensión-deformación para los aceros pasivo y activo puede considerarse lineal hasta la tensión de fluencia mediante la utilización de diagramadas idealizados [19]. La ecuación (5) establece la relación constitutiva para el acero pasivo y activo:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \varepsilon_s \\ \sigma_p &= E_p \varepsilon_p \end{aligned} \quad (5)$$

donde σ_s , E_s y ε_s representan la tensión, el módulo de elasticidad y la deformación unitaria del acero pasivo, respectivamente, y σ_p , E_p y ε_p representan la tensión, el módulo de elasticidad y la deformación unitaria del acero activo, respectivamente.

Bajo la hipótesis de adherencia perfecta entre el acero pasivo y el hormigón, la deformación unitaria del acero pasivo será igual a la deformación unitaria de una fibra del hormigón ubicada en la misma posición que dicho acero. Sin embargo, al no existir compatibilidad de deformaciones entre el acero de pretensado no adherente y el hormigón, la condición de compatibilidad entre este acero y el hormigón puede escribirse bajo la hipótesis de perfecta no adherencia como la ecuación (6) [11]:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p,0} + 1/l_{p,0} \int_{\tau=0}^{x=t} \Delta \varepsilon_{c,p}(x) dx \quad (6)$$

siendo $\varepsilon_{p,0}$ la deformación unitaria inicial del acero activo, $l_{p,0}$ la longitud inicial del acero activo, l la longitud de la viga, y $\Delta\varepsilon_{c,p}(x)$ el cambio en la deformación unitaria del hormigón en una fibra que coincide con la ubicación del acero de pretensado en una sección ubicada a una distancia x del extremo de la viga.

Debido al proceso de relajación que experimenta el acero cuando es sometido a tensiones superiores al 40% de su resistencia máxima característica $f_{p,max,k}$, la relación tensión-deformación para el acero de pretensado puede obtenerse a partir del modelo del coeficiente de relajación χ_r [22].

3. CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN ENTRE FISURAS

Cuando en una sección de un elemento sometido a flexión compuesta la tensión de tracción en el hormigón sobrepasa f_{ctm} , la sección se fisura. Si bien el hormigón no es capaz de llevar tensión en la sección fisurada, continúa llevando tensión entre las fisuras, colaborando así con la rigidez del elemento. Esta contribución del hormigón entre fisuras se denomina *tension stiffening* [23].

Cuando la sección del elemento es sometida a flexo-compresión, como es el caso de elementos de hormigón pretensado, la contribución del hormigón entre fisuras es menos significativa que en el caso de elementos sometidos a flexión pura o a flexo-tracción. De acuerdo con Torres *et al.* [24] si la relación entre el momento de fisuración y el momento de descompresión es menor o igual a dos, la contribución del hormigón entre fisuras puede ser despreciada. Dicha relación puede expresarse de otra manera como en la ecuación (7) [24]:

$$\frac{f_{ctm} A_c}{|F_N|} \leq 1 \quad (7)$$

siendo A_c el área bruta de la sección de hormigón y $|F_N|$ el valor absoluto de la fuerza axial (compresiones negativas).

En un elemento pretensado, no sometido a fuerzas axiales externas, la relación $|F_N|/A_c$ corresponde a la tensión media de pretensado en la sección. En términos generales, debido a las condiciones de servicio de una pieza pretensada (por ejemplo la limitación del ancho de fisura) la tensión media de pretensado suele ser bastante superior que f_{ctm} . No obstante, de no cumplirse la condición dada por la ecuación (7) la contribución del hormigón entre fisuras puede estimarse de acuerdo a los criterios expuestos en [23].

4. APLICACIÓN DEL MÉTODO PASO-A-PASO A VIGAS COMPUESTAS CON PRETENSADO INTERIOR NO ADHERENTE

4.1. Vigas estáticamente determinadas

La figura 1 muestra un procedimiento general de construcción de una viga compuesta de hormigón de un tablero de un puente en el cual la losa del tablero se hormigona in situ.

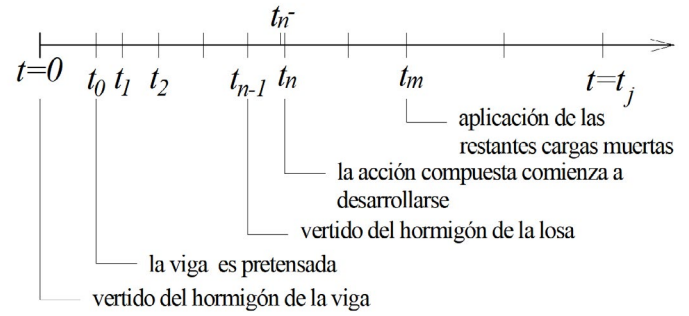


Figura 1. Escala temporal de un procedimiento general de construcción del tablero de un puente con vigas pretensadas.

Consideremos en primera instancia una viga estáticamente determinada de hormigón, pretensada con pretensado interior no adherente. Consideremos que la sección transversal de la viga es simétrica con respecto al eje z y que el origen O del eje coordenado se elige arbitrariamente sobre el eje de simetría. Supongamos que una sección de la viga ubicada a una distancia x medida desde el extremo, tiene $m_s(x)$ capas de acero pasivo y $m_p(x)$ capas de acero activo. Denominemos $A_{s(i)}(x)$ el área de la sección de la i -ésima capa de acero pasivo ($1 \leq i \leq m_s(x)$) y $A_{p(i)}(x)$ el área de la sección de la i -ésima capa de acero activo ($1 \leq i \leq m_p(x)$). Como caso más general, consideremos que bajo la acción del pretensado y las cargas de larga duración, la viga puede estar fisurada (figura 2).

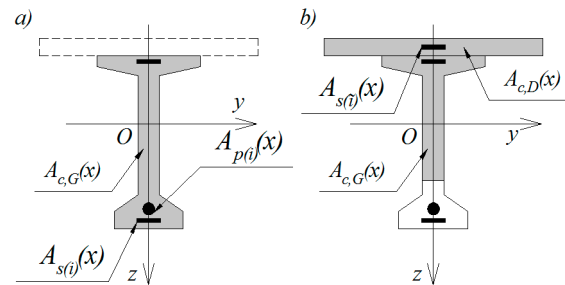


Figura 2. a) Sección de la viga, secciones de acero pasivo y activo no adherente. Ejes de referencia. b) Sección de la viga compuesta. Áreas de hormigón no fisuradas.

Teniendo en cuenta las hipótesis de Euler-Bernoulli la deformación unitaria en una fibra ubicada a una distancia z del punto de referencia O , en una sección ubicada a una distancia x del extremo de la viga y en un tiempo t_j , puede escribirse como la ecuación (8):

$$\varepsilon(t_j, x, z) = \varepsilon_r(t_j, x) + z\kappa(t_j, x) \quad (8)$$

donde $\varepsilon_r(t_j, x)$ y $\kappa(t_j, x)$ son la deformación unitaria en O y la curvatura, respectivamente.

Las relaciones constitutivas para el hormigón de la viga en todo tiempo $t_j > t_0$ y para el hormigón de la losa en todo tiempo $t_j > t_{(n-1)}$ pueden escribirse como en las ecuaciones (9) y (10), respectivamente:

$$\sigma_{c,G}(t_j, x, z) = E_{c,G}(t_j) (\varepsilon(t_j, x, z) - \varepsilon_{sh,G}(t_j, t_0)) + \sum_{i=0}^{i=j-1} F_{e,G}(t_j, t_i) \sigma_{c,G}(t_i, x, z) \quad (9)$$

$$\sigma_{c,D}(t_j, x, z) = E_{c,D}(t_j) (\varepsilon(t_j, x, z) - \varepsilon_{sh,D}(t_j - t_{n-1}, t_n - t_{n-1}) - \varepsilon(t_{n-}, x, z)) + \sum_{i=n}^{i=j-1} F_{e,D}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1}) \sigma_{c,D}(t_i, x, z) \quad (10)$$

donde los subíndices G y D corresponden a la viga y a la losa respectivamente, t_{n-1} es el tiempo cuando es colocado el hormigón de la losa, t_n es el tiempo cuando la acción compuesta comienza a desarrollarse, t_{n-} representa un instante de tiempo justo antes de que la acción compuesta se desarrolle, el término $\varepsilon(t_{n-}, x, z)$ representa la deformación unitaria que habría en una fibra de la losa en el instante t_{n-} , justo antes que la acción compuesta se desarrolle (deformación "ficticia"). La inclusión del término $\varepsilon(t_{n-}, x, z)$ garantiza que la losa de hormigón esté descargada en el instante t_n . $F_{e,G}(t_j, t_i)$ y $F_{e,D}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1})$ vienen dados por las ecuaciones (11) y (12), respectivamente [25]:

$$F_{e,G}(t_j, t_i) = (J_G(t_j, t_{i+1}) - J_G(t_j, t_i)) / J_G(t_j, t_j) \quad (11)$$

$$F_{e,G}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1}) = (J_D(t_j - t_{n-1}, t_{i+1} - t_{n-1}) - J_D(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1})) / J_D(t_j - t_{n-1}, t_j - t_{n-1}) \quad (12)$$

La relación constitutiva para el acero pasivo de la i -ésima capa ($1 \leq i \leq m_s(x)$) para todo tiempo $t_j \geq t_0$ vienen dada por la ecuación (13):

$$\sigma_{s(i)}(t_j, x) = E_{s(i)} \varepsilon(t_j, x, z_{s(i)}) \quad (13)$$

Si a la losa se le adicionan $\hat{m}_s(x)$ capas de acero pasivo en cualquier sección ($t_j \geq t_n$), la relación constitutiva para el acero pasivo adicionado ($1 \leq \hat{i} \leq \hat{m}_s(x)$) viene dado por la ecuación (14):

$$\sigma_{s(\hat{i})}(t_j, x) = E_{s(\hat{i})} (\varepsilon(t_j, x, z_{s(\hat{i})}) - \varepsilon(t_{n-}, x, z_{s(\hat{i})})) \quad (14)$$

donde $\varepsilon(t_{n-}, x, z_{s(\hat{i})})$ es la deformación unitaria que habría en una fibra de la losa localizada en $z_{s(\hat{i})}$ y en el tiempo t_{n-} y $z_{s(\hat{i})}$ es la distancia desde el punto de referencia O hasta el centro de gravedad de la \hat{i} -ésima capa de acero pasivo localizado en la losa. La inclusión del término $\varepsilon(t_{n-}, x, z_{s(\hat{i})})$ garantiza que el acero de la losa esté descargado en el instante t_n .

La relación constitutiva para el acero activo no adherente de la i -ésima capa ($1 \leq i \leq m_p(x)$) para todo tiempo $t_j \geq t_0$ viene dada por la ecuación (15):

$$\sigma_{p(i)}(t_j, x) = E_{p(i)} \left(\frac{\Delta l_{p(i)}(t_j)}{l_{p,0(i)}} + \varepsilon_{p(i),0} - \varepsilon_{p,rel(i)}(t_j) \right) \quad (15)$$

donde $l_{p,0(i)}$, $\varepsilon_{p(i),0}$ y $\Delta l_{p(i)}(t_j)$ son la longitud inicial del acero activo no adherente de la i -ésima capa, su deformación unitaria inicial y su cambio de longitud en el instante t_j , respectivamente. $\varepsilon_{p,rel(i)}(t_j) = \Delta \bar{\sigma}_{pr(i)}(t_j - t_0) / E_p$ es la deformación unitaria debida a la relajación del acero activo no adherente de la i -ésima capa y $\Delta \bar{\sigma}_{pr(i)}(t_j - t_0)$ su relajación reducida. Si bien $\Delta \bar{\sigma}_{pr(i)}(t_j - t_0)$ representa una pérdida se ha considerado de valor positivo.

La fuerza axial y el momento flector resistido por el hormigón de la viga y la losa en una sección localizada a una distancia

x y en un instante $t_j \geq t_n$ vienen dados por las ecuaciones (16) y (17), respectivamente:

$$N_c(t_j, x) = \int_{A_{c,G}} \sigma_{c,G}(t_j, x, z) dA + \int_{A_{c,D}} \sigma_{c,D}(t_j, x, z) dA = (A_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) + A_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j)) \varepsilon_r(t_j, x) = (\hat{B}_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) + \hat{B}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j)) \kappa(t_j, x) - A_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) \varepsilon_r(t_{n-}, x) - \hat{B}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) \kappa(t_{n-}, x) - A_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) \varepsilon_{sh,G}(t_j, t_0) - A_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) \varepsilon_{sh,D}(t_j - t_0, t_n - t_0) + \sum_{i=j-1}^{i=n} F_{e,G}(t_j, t_i) N_{c,G}(t_j, x) + \sum_{i=n} F_{e,D}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1}) N_{c,D}(t_j, x) \quad (16)$$

$$M_c(t_j, x) = \int_{A_{c,G}} \sigma_{c,G}(t_j, x, z) dA + \int_{A_{c,D}} \sigma_{c,D}(t_j, x, z) dA = (\hat{B}_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) + \hat{B}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j)) \varepsilon_r(t_j, x) + (\hat{I}_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) + \hat{I}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j)) \kappa(t_j, x) - \hat{B}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) \varepsilon_r(t_{n-}, x) - \hat{I}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) \kappa(t_{n-}, x) - \hat{B}_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) \varepsilon_{sh,G}(t_j, t_0) - \hat{B}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) \varepsilon_{sh,D}(t_j - t_0, t_n - t_0) + \sum_{i=j-1}^{i=n} F_{e,G}(t_j, t_i) M_{c,G}(t_j, x) + \sum_{i=n} F_{e,D}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1}) M_{c,D}(t_j, x) \quad (17)$$

siendo $A_{c,G}(x)$ y $A_{c,D}(x)$ son el área no fisurada del hormigón de la viga y de la losa, respectivamente, $\hat{B}_{c,G}(x)$ y $\hat{B}_{c,D}(x)$ son el momento estático respecto al eje de referencia del área no fisurada de la viga y de la losa, respectivamente, y $\hat{I}_{c,G}(x)$ y $\hat{I}_{c,D}(x)$ son el momento de inercia del área no fisurada de la viga y de la losa respecto al eje de referencia, respectivamente.

La fuerza axial y el momento flector resistido por el acero activo no adherente y el acero pasivo en una sección localizada a una distancia x y en un instante $t_j \geq t_n$ vienen dados por las ecuaciones (18), (19), (20) y (21), respectivamente:

$$N_p(t_j, x) = \sum_{i=1}^{i=m_p(x)} A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \left(\frac{\Delta l_{p(i)}(t_j)}{l_{p,0(i)}} + \varepsilon_{p(i),0} - \varepsilon_{p,rel(i)}(t_j) \right) \quad (18)$$

$$M_p(t_j, x) = \sum_{i=1}^{i=m_p(x)} z_{p(i)}(x) A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \left(\frac{\Delta l_{p(i)}(t_j)}{l_{p,0(i)}} + \varepsilon_{p(i),0} - \varepsilon_{p,rel(i)}(t_j) \right) \quad (19)$$

$$N_s(t_j, x) = \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \varepsilon_r(t_j, x) + \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{s(i)} A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \kappa(t_j, x) + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} A_{s(\hat{i})}(x) E_{s(\hat{i})} \varepsilon_r(t_j, x) + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} z_{s(\hat{i})} A_{s(\hat{i})}(x) E_{s(\hat{i})} \kappa(t_j, x) - \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \varepsilon_r(t_{n-}, x) - \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{s(i)} A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \kappa(t_{n-}, x) \quad (20)$$

$$M_s(t_j, x) = \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{s(i)} A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \varepsilon_r(t_j, x) + \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{s(i)}^2 A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \kappa(t_j, x) + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} z_{s(\hat{i})} A_{s(\hat{i})}(x) E_{s(\hat{i})} \varepsilon_r(t_j, x) + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} z_{s(\hat{i})}^2 A_{s(\hat{i})}(x) E_{s(\hat{i})} \kappa(t_j, x) - \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{s(i)} A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \varepsilon_r(t_{n-}, x) - \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{s(i)}^2 A_{s(i)}(x) E_{s(i)} \kappa(t_{n-}, x) \quad (21)$$

Dado que la resultante de las fuerzas internas (fuerza axial y momento flector) debe ser igual a las fuerzas externas en cada sección x y para todo tiempo t_j [30], teniendo en cuenta las ecuaciones (16) a (21), obtenemos la ecuación (22):

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} N_{ext}(t_j, x) \\ M_{ext}(t_j, x) \end{bmatrix} - \sum_{i=1}^{i=m_j(x)} \begin{bmatrix} N_{p(i),0}(x) \\ M_{p(i),0}(x) \end{bmatrix} \\
&= \begin{bmatrix} R_A(t_j, x) & R_B(t_j, x) \\ R_B(t_j, x) & R_I(t_j, x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon(t_j, x) \\ \kappa(t_j, x) \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \hat{R}_A(t_j, x) & \hat{R}_B(t_j, x) \\ \hat{R}_B(t_j, x) & \hat{R}_I(t_j, x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_r(t_n^-, x) \\ \kappa(t_n^-, x) \end{bmatrix} \\
&+ \sum_{i=0}^{i=j-1} F_{e,G}(t_j, t_i) \begin{bmatrix} N_{c,G}(t_j, x) \\ M_{c,G}(t_j, x) \end{bmatrix} \\
&+ \sum_{i=n}^{i=j-1} F_{e,G}(t_j, t_i) \begin{bmatrix} N_{c,G}(t_j, x) \\ M_{c,G}(t_j, x) \end{bmatrix} + \sum_{i=n}^{i=j-1} F_{e,D}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1}) \begin{bmatrix} N_{c,D}(t_j, x) \\ M_{c,D}(t_j, x) \end{bmatrix} \\
&- E_{c,G}(t_j) \varepsilon_{sh,G}(t_j, t_0) \begin{bmatrix} A_{c,G}(x) \\ \hat{B}_{c,G}(x) \end{bmatrix} - E_{c,D}(t_j) \varepsilon_{sh,D}(t_j - t_0, t_n - t_0) \begin{bmatrix} A_{c,D}(x) \\ \hat{B}_{c,D}(x) \end{bmatrix} \\
&- \sum_{i=1}^{i=m_j(x)} A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \varepsilon_{p,rel(i)}(t_j) \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{p(i)} \end{bmatrix} \\
&+ \sum_{i=1}^{i=m_j(x)} A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \frac{\Delta l_{p(i)}(t_j)}{l_{p,0(i)}} \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{p(i)} \end{bmatrix} \quad (22)
\end{aligned}$$

donde $R_A(t_j, x)$, $R_B(t_j, x)$ y $R_I(t_j, x)$ representan la rigidez axial, la rigidez relativa al momento de primer orden y la rigidez flexional, respectivamente, de la sección compuesta respecto a los ejes de referencia. Sus expresiones vienen dadas por la ecuación (23):

$$\begin{aligned}
R_A(t_j, x) &= A_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) + A_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) + \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} A_{S(i)}(x) E_{S(i)} + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} A_{S(i)}(x) E_{S(i)} \\
R_B(t_j, x) &= \hat{B}_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) + \hat{B}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) + \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{S(i)} A_{S(i)}(x) E_{S(i)} + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} z_{S(i)} A_{S(i)}(x) E_{S(i)} \\
R_I(t_j, x) &= \hat{I}_{c,G}(x) E_{c,G}(t_j) + \hat{I}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) + \sum_{i=1}^{i=m_s(x)} z_{S(i)}^2 A_{S(i)}(x) E_{S(i)} + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} z_{S(i)}^2 A_{S(i)}(x) E_{S(i)} \quad (23)
\end{aligned}$$

mientras que $\hat{R}_A(t_j, x)$, $\hat{R}_B(t_j, x)$ y $\hat{R}_I(t_j, x)$ representan la rigidez axial, la rigidez relativa al momento estático y la rigidez flexional, respectivamente, de la losa y del acero pasivo contenido en ella. Sus expresiones vienen dada por la ecuación (24):

$$\begin{aligned}
\hat{R}_A(t_j, x) &= A_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} A_{S(i)}(x) E_{S(i)} \\
\hat{R}_B(t_j, x) &= \hat{B}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} z_{S(i)} A_{S(i)}(x) E_{S(i)} \\
\hat{R}_I(t_j, x) &= \hat{I}_{c,D}(x) E_{c,D}(t_j) + \sum_{i=1}^{i=\hat{m}_s(x)} z_{S(i)}^2 A_{S(i)}(x) E_{S(i)} \quad (24)
\end{aligned}$$

La deformación del tendón no adherente localizado en la i -ésima capa y en el instante t_j viene dado la ecuación (25):

$$\begin{aligned}
\Delta l_{p(i)}(t_j) &= \int_{x=0}^{x=1} \left(\varepsilon_r - (t_j, x) + z_{p(i)} \kappa(t_j, x) \right) dx - \\
&- \int_{x=0}^{x=1} \left(\varepsilon_{r,0,ref}(x) + z_{p(i)} \kappa_{0,ref}(x) \right) dx \quad (25)
\end{aligned}$$

Luego, la deformación unitaria en el punto de referencia O y la curvatura en una sección localizada a una distancia x desde el extremo y en el instante t_j viene dado la ecuación (26):

$$\begin{aligned}
\begin{bmatrix} \varepsilon_r(t_n^-, x) \\ \kappa(t_n^-, x) \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 \\ \left(R_A(t_j, x) R_I(t_j, x) - R_B(t_j, x)^2 \right) \end{bmatrix} \\
& \begin{bmatrix} R_1(t_j, x) & -R_B(t_j, x) \\ -R_B(t_j, x) & R_A(t_j, x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} N_{ext}(t_j, x) \\ M_{ext}(t_j, x) \end{bmatrix} - \sum_{i=1}^{i=m_j(x)} \begin{bmatrix} N_{p(i),0}(x) \\ M_{p(i),0}(x) \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} \hat{R}_A(t_j, x) & \hat{R}_B(t_j, x) \\ \hat{R}_B(t_j, x) & \hat{R}_I(t_j, x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_r(t_n^-, x) \\ \kappa(t_n^-, x) \end{bmatrix} - \sum_{i=0}^{i=j-1} F_{e,G}(t_j, t_i) \begin{bmatrix} N_{c,G}(t_j, x) \\ M_{c,G}(t_j, x) \end{bmatrix} \\ - \sum_{i=n}^{i=j-1} F_{e,D}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1}) \begin{bmatrix} N_{c,D}(t_j, x) \\ M_{c,D}(t_j, x) \end{bmatrix} + E_{c,G}(t_j) \varepsilon_{sh,G}(t_j, t_0) \begin{bmatrix} A_{c,G}(x) \\ \hat{B}_{c,G}(x) \end{bmatrix} \\ + E_{c,D}(t_j) \varepsilon_{sh,D}(t_j - t_0, t_n - t_0) \begin{bmatrix} A_{c,D}(x) \\ \hat{B}_{c,D}(x) \end{bmatrix} + \sum_{i=1}^{i=m_j(x)} A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \varepsilon_{p,rel(i)}(t_j) \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{p(i)} \end{bmatrix} \\ + \sum_{i=1}^{i=m_j(x)} A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \frac{\Delta l_{p(i)}(t_j)}{l_{p,0(i)}} \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{p(i)} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (26)
\end{aligned}$$

4.2. Vigas continuas

En el caso de vigas continuas, la principal diferencia radica en que se originan momentos hiperestáticos debidos al pretensado [27]. Por lo que en este caso a la resultante de las acciones externas se le deberá adicionar la componente del momento flector secundario, que depende de la fuerza de pretensado y de la rigidez de la viga.

El CEB-FIP [10] propone una metodología para la resolución numérica de vigas continuas de hormigón armado. Si bien esta metodología considera el problema de la fisuración, está basada en consideraciones de linealidad, lo que puede no ser muy eficiente ya que la resolución del sistema de ecuaciones planteado tiene una convergencia más rápida para aquellos casos en los que se parta de valores que sean más próximos a los valores solución.

Dado que el problema que se analiza es altamente no-lineal, basados en el procedimiento descrito en [27], el cual está basado en el método de las fuerzas, se ha propuesto una metodología alternativa de análisis. Según dicho método las reacciones hiperestáticas se reemplazan por fuerzas externas y se agregan las condiciones de contorno. El momento secundario de pretensado para una sección de la viga y para un instante de tiempo, puede escribirse como en la ecuación (27):

$$M_S(t_j, x) = \sum_{n=1}^{n=r} W_n(N_p) M_{s(n)}(x) \quad (27)$$

siendo r el número de vínculos hiperestáticos, $W_n(N_p)$ es el valor de la n -ésima reacción hiperestática, que dependen de la fuerza de pretensado y $M_{s(n)}(x)$ el momento flector que origina la n -ésima reacción hiperestática si la misma fuese de valor unitario, manteniendo las restantes reacciones hiperestáticas nulas. Además deberá cumplirse que la deformación vertical de la viga en los puntos de aplicación de las reacciones hiperestáticas sea nula.

En el caso de vigas continuas, teniendo en cuenta la ecuación (27), la ecuación (26) se reescribe como la ecuación (28):

$$\begin{aligned}
\left[\varepsilon_r(t_j, x) \right] &= \left(\frac{1}{\left(R_A(t_j, x) R_I(t_j, x) - R_B(t_j, x)^2 \right)} \right) \\
&\begin{bmatrix} R_I(t_j, x) & -R_B(t_j, x) \\ -R_B(t_j, x) & R_A(t_j, x) \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} M_{ext}(t_j, x) + \sum_{n=1}^{N_{ext}(t_j, x)} W_n(N_p) M_{s(n)}(x) \end{bmatrix} \right) \\
&- \sum_{i=1}^{i=m_f(x)} \begin{bmatrix} N_{p(i),0}(x) \\ M_{p(i),0}(x) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \hat{R}_A(t_j, x) & \hat{R}_B(t_j, x) \\ \hat{R}_B(t_j, x) & \hat{R}_I(t_j, x) \end{bmatrix} \left[\varepsilon_r(t_{n-1}, x) \right] \\
&- \sum_{i=0}^{i=j-1} F_{e,G}(t_j, t_i) \begin{bmatrix} N_{c,G}(t_j, x) \\ M_{c,G}(t_j, x) \end{bmatrix} - \sum_{n=1}^{i=j-1} F_{e,D}(t_j - t_{n-1}, t_i - t_{n-1}) \begin{bmatrix} N_{c,D}(t_j, x) \\ M_{c,D}(t_j, x) \end{bmatrix} \\
&+ E_{c,G}(t_j) \varepsilon_{sh,G}(t_j, t_0) \begin{bmatrix} A_{c,G}(x) \\ \hat{B}_{c,G}(x) \end{bmatrix} + E_{c,D}(t_j) \varepsilon_{sh,D}(t_j - t_0, t_n - t_0) \begin{bmatrix} A_{c,D}(x) \\ \hat{B}_{c,D}(x) \end{bmatrix} \\
&+ \sum_{i=1}^{i=m_f(x)} A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \varepsilon_{p,rel(i)}(t_j) \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{p(i)} \end{bmatrix} - \sum_{i=1}^{i=m_f(x)} A_{p(i)}(x) E_{p(i)} \frac{\Delta l_{p(i)}(t_j)}{l_{p,0(i)}} \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{p(i)} \end{bmatrix} \quad (28)
\end{aligned}$$

5. IMPLEMENTACIÓN COMPUTACIONAL

Debido a la no linealidad que presentan las ecuaciones que gobiernan el problema en el análisis de este tipo de estructuras, para cada intervalo de tiempo, es necesario realizar un procedimiento iterativo. En el caso más general de vigas hiperestáticas este procedimiento iterativo incluye la ejecución de dos procedimientos (relacionados entre sí): el primero para la obtención de las reacciones hiperestáticas de pretensado y el segundo para la obtención de la fuerza de pretensado.

Para la obtención de las reacciones hiperestáticas se ha optado por un procedimiento basado en el método de falsa posición (*regula falsi*) [28]. Se parte de un instante de tiempo en el cual es conocido el estado tenso - deformacional de la estructura, en el instante siguiente los valores de las reacciones hiperestáticas se mantienen constantes, es decir, se inicia la iteración con los valores obtenidos en el instante previo y se calculan las deformaciones en los puntos de aplicación de las reacciones hiperestáticas. El sentido de la deformación resultante en los puntos de aplicación de las reacciones hiperestáticas va a ser de sentido contrario al del incremento de fuerza necesario para anular dicha deformación, en otras palabras, la primera iteración establece la dirección de búsqueda. Para el valor de la fuerza incrementada se obtiene un nuevo valor de deformación en los puntos de aplicación de las reacciones hiperestáticas, el que debe ser de signo contrario del primero para garantizar la existencia de la solución en dicho intervalo.

Para cada incremento de las fuerzas hiperestáticas debe obtenerse el incremento de tensión en el acero de pretensado, es decir, debe calcularse la elongación del cable. A los efectos de obtener el alargamiento del acero de pretensado, y por lo tanto la fuerza ejercida por este, la integración de las deformaciones unitarias y las curvaturas se realiza mediante una integración numérica. Para ello la viga se divide en un número discreto de secciones. Por otra parte, para cada sección, las propiedades geométricas dependen de la deformación unitaria y de la curvatura en dicha sección. Para efectuar el análisis seccional, la sección de la viga (viga-losa) se divide en un número discreto de capas. Mediante un procedi-

miento de análisis iterativo-incremental basado en los algoritmos de Newton-Raphson se resuelve la ecuación (28). Para cada capa se define una variable de estado que indica si la capa aún no se ha fisurado, si está fisurada o, si estuvo fisurada y ahora está comprimida, debe indicar en que instante de tiempo se ha comprimido. Como se ha mencionado, se considera que la capa está fisurada cuando la tensión en dicha capa supera la resistencia a tracción del hormigón de acuerdo con la ecuación (2). Si la capa se fisura en determinado instante, tanto la retracción como la historia de tensiones dejan de considerarse en los tiempos posteriores. Si la capa está fisurada pero se comprime en determinado instante (ya que en estas condiciones el hormigón no es capaz de tomar tracciones) se considera la historia de tensiones a partir de dicho instante pero ya no se considera la retracción. Obtenidas las nuevas deformaciones unitarias y las curvaturas en todas las secciones se obtiene una nueva fuerza en los cables, nuevos valores de las deformaciones en los puntos de aplicación de las fuerzas hiperestáticas y por lo tanto nuevos valores de estas. En resumen, es necesaria la aplicación de un algoritmo de bucles anidados hasta la convergencia del problema.

6. BREVE DESCRIPCIÓN DE LAS PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

Las pérdidas instantáneas de la fuerza de pretensado son aquellas pueden ocurrir durante el tesado de las armaduras activas y durante el proceso de anclaje de las mismas. Salvo casos especiales donde pueden producirse otros tipos de pérdidas instantáneas, la pérdida instantánea total de la fuerza de pretensado en cada sección de la pieza se compone de: a) la pérdida por rozamiento a lo largo de la vaina o conducto; b) la pérdida por penetración de las cuñas y; c) las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón [19].

En los ejemplos de validación de la formulación propuesta se utiliza el concepto de tensión efectiva de pretensado, es decir, el valor de la fuerza de pretensado luego de producidas las pérdidas instantáneas [11, 16, 20, 21]. Por otra parte, la formulación propuesta está basada en la hipótesis de perfecta no adherencia para el acero de pretensado [11]. En este sentido en los ejemplos de validación se realizará una estimación de la pérdida debida al rozamiento a lo largo del conducto utilizando para ello los parámetros de cálculo dados por los fabricantes y se mostrará que para los casos analizados es razonable utilizar la hipótesis de perfecta no adherencia.

7. VALIDACIÓN

La expresión de la función de fluencia de acuerdo con la ecuación (4) es la comúnmente utilizada en la bibliografía técnica en la descripción del comportamiento visco-elástico del hormigón [17]. En este sentido la formulación propuesta (ecuación (28)) no depende de la normativa utilizada para la estimación de los parámetros de cálculo.

En el presente trabajo se han utilizado las formulaciones del CEB-FIP [19] para la estimación de los valores del coefi-

ciente de fluencia y de la retracción. La ecuación de la función de fluencia dada por el CEB-FIP [19] difiere ligeramente de la ecuación (4); su expresión viene dado por la ecuación (29):

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_c(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_c(28)} \quad (29)$$

donde $E_c(28)$ el módulo de elasticidad del hormigón a los 28 días de edad y $\varphi(t, \tau)$ el coeficiente de fluencia calculado de acuerdo a dicha formulación. La ecuación (29) puede reescribirse de acuerdo con la ecuación (30):

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_c(\tau)} \left(1 + \frac{E_c(\tau)}{E_c(28)} \varphi(t, \tau) \right) = \frac{1 + \varphi(t, \tau)}{E_c(\tau)} \quad (30)$$

7.1. Ejemplo 1

La figura 3 muestra la sección transversal de las vigas I ensayadas por Breckenridge y Bugg en el U.S. Civil Engineering Naval Laboratory en el año 1964 [29]. Las vigas simplemente apoyadas y de longitud de vano 12192 mm fueron curadas durante ocho días y luego pretensadas. Seis de ellas fueron postensadas con dos barras no adherentes de alta resistencia del sistema Stressteel. Cada barra de pretensado tenía un diámetro de 28.5 mm ($A_p=641.29 \text{ mm}^2$), una resistencia a tracción nominal de 1007 MPa, un módulo de elasticidad de 200 GPa y la tensión efectiva de pretensado luego del anclaje de las barras fue de 683.23 MPa. El área bruta de la sección de la viga fue de $A_c=11.645 \times 10^4 \text{ mm}^2$ y el momento de inercia de $I_c=51.476 \times 10^8 \text{ mm}^4$. El trazado de las barras de pretensado está dado por las ecuaciones (31) y (32). La figura 4 muestra el trazado de manera esquemática. El acero pasivo consistió en ocho barras de 9.50 mm de diámetro ($A_s=70.79 \text{ mm}^2$), tensión de fluencia 335 MPa y módulo de elasticidad 168.9 MPa. Se utilizó cemento de resistencia normal y la resistencia característica del hormigón fue de 36.27 MPa.

Cada par de vigas fue sometido a cargas de diferente magnitud y mantenida constante por un periodo de tiempo de aproximadamente 6.5 años. Durante ese tiempo la temperatura promedio fue de 15.6°C y la humedad relativa promedio de 72.8%. El primer par de vigas fue sometido a su peso propio, el segundo par a su peso propio y a una sobrecarga de diseño, y el tercer par a su peso propio y a 1.5 veces la sobrecarga de diseño, denominemos casos N°1, N°2 y N°3, respectivamente. La sobrecarga de diseño consistió en dos cargas concentradas de 67613 N aplicadas a un cuarto de la longitud de vano desde cada extremo y aplicada a los 22 días luego de vertido el hormigón.

$$d_{p(1)}(x) = -3.5334 \times 10^{-5} x^2 + 20.4605 \times 10^{-2} x + 192.79 \text{ para } 0 \leq x < 2895.6 \text{ mm} \quad (31)$$

$$d_{p(1)}(x) = 488.95 \text{ para } 2895.6 \leq x < 9296.4 \text{ mm}$$

$$d_{p(1)}(x) = -3.5334 \times 10^{-5} x^2 + 65.7029 \times 10^{-2} x + 2564.89 \text{ para } 9296.4 \leq x < 12192 \text{ mm}$$

$$d_{p(2)}(x) = -1.6119 \times 10^{-5} x^2 + 9.3341 \times 10^{-2} x + 417.32 \text{ para } 0 \leq x < 2895.6 \text{ mm}$$

$$d_{p(2)}(x) = 522.45 \text{ para } 2895.6 \leq x < 9206.4 \text{ mm}$$

$$d_{p(2)}(x) = -1.6119 \times 10^{-5} x^2 + 29.9698 \times 10^{-2} x - 840.49 \text{ para } 9296.4 \leq x < 12192 \text{ mm} \quad (32)$$

Los parámetros del hormigón se calcularon de acuerdo con el CEB-FIB [19], teniendo en cuenta las correcciones debidas a temperatura. Los módulos de elasticidad del hormigón a los 8 días y a los 22 días son $E_c(8)=26.44 \text{ GPa}$ y $E_c(22)=29.31 \text{ GPa}$, respectivamente. Los coeficientes de fluencia son $\varphi(22, 8)=0.913$, $\varphi(2373, 8)=1.915$ y $\varphi(2373, 22)=1.564$, la retracción es $\varepsilon_{sh}(2373, 8)=-385.84 \times 10^{-6}$ y $\varepsilon_{sh}(2373, 8)=-72.97 \times 10^{-6}$. Las pérdidas de tensión del acero de pretensado debida a relajación entre los 8 días y los 2373 días y entre los 8 días y los 22 días son de $\sigma_{pr}(2365)=28.5 \text{ MPa}$ and $\Delta\sigma_{pr}(14)=12.9 \text{ MPa}$, respectivamente. La tabla 1 muestra, para cada uno de los casos, la comparación de los valores de la pérdida de pretensado medida y la pronosticada, mientras que la tabla 2 muestra el comparativo de los valores de deformación máxima. Se observan diferencias poco significativas. En la figura 5 se muestra la tensión en el hormigón en la sección central de la viga a los 8, 22 y 2373 días para el caso N°3.

TABLA 1. Comparativo de los valores de la pérdida de pretensado entre lo medido y lo pronosticado. Pérdida de pretensado a 2373 días en [MPa]

Caso N°	Medido	Modelo computacional	Error relativo [%]
1	150.3	154.9	6.1
2	94.9	98.2	3.5
3	34.2	43.5	27.2

TABLA 2. Comparativo de los valores de deformación en el centro del vano (flecha). Deformación a 2373 días en [mm] (*)

Caso N°	Medido	Modelo computacional	Error relativo [%]
1	-30.1	-30.4	1.0
2	35.6	26.9	24.4
3	87.6	71.7	18.2

(*) Valores positivos hacia abajo.

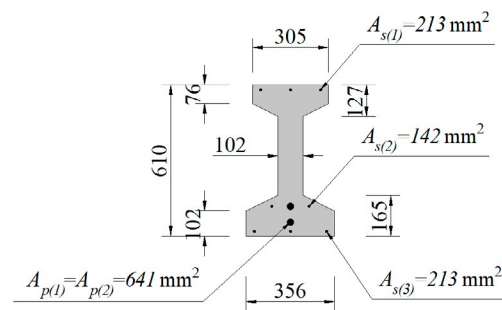


Figura 3. Sección de las vigas ensayadas por Breckenridge y Bugg [29].

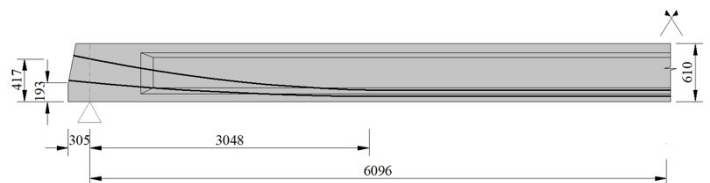


Figura 4. Esquema del trazado de las barras de pretensado en las vigas ensayadas por Breckenridge y Bugg [29].

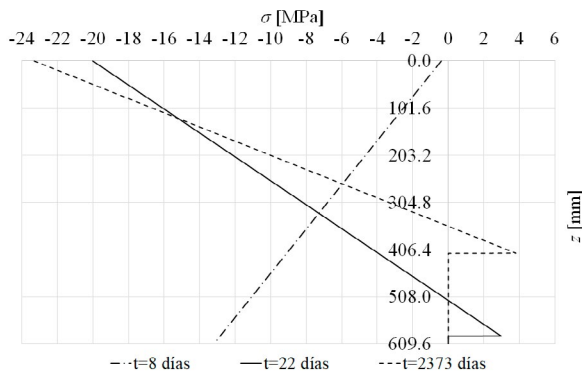


Figura 5. Evolución de la tensión en el hormigón en la sección central de la viga para el caso N°3.

La comparación entre los resultados obtenidos de la pérdida de pretensado entre el modelo computacional y los resultados experimentales, permite concluir que el modelo propuesto reproduce satisfactoriamente el comportamiento de viga con pretensado no adherente a lo largo del tiempo, la validez estadística de esta afirmación se presenta en el apéndice. Si bien algunas diferencias algo significativas se observan con respecto a la pérdida de pretensado para el caso N°3, es oportuno mencionar que las tensiones en el hormigón superan el límite para considerar un comportamiento lineal de la fluencia y por lo tanto válidas las hipótesis de linealidad, lo que puede estar dando lugar a tales diferencias.

Si asumimos que el coeficiente de rozamiento en curva es $\mu=0.06$ y que la relación entre el coeficiente de rozamiento parásito y el coeficiente de rozamiento en curva es $K/\mu=0.010$ (del lado de la seguridad), el valor de la pérdida por rozamiento entre el anclaje activo y la sección central de la viga es del orden de 10980 N, que representa una pérdida del 1.25 % (2.50% entre las secciones extremas). El valor de la pérdida por rozamiento es relativamente pequeño, por lo que es razonable utilizar la hipótesis de no adherencia perfecta al modelar este tipo de elementos pretensados.

7.2. Ejemplo 2

Supongamos a modo de ejemplo que a la viga con pretensado interior no adherente del ejemplo anterior, bajo las mismas condiciones de fabricación y de exposición ambiental se le hormigona una losa a los 35 días. Consideremos que la dimensión de la losa es de 1000 mm \times 200 mm y que su resistencia característica es de 25 MPa. Supongamos además que una carga permanente uniformemente distribuida de 11.1 kN/m a los 35 días. Esta carga incluye el peso propio de la losa y cualquier otra carga muerta. Se pretende calcular la pérdida de pretensado.

Los parámetros del hormigón han sido calculados de acuerdo al CEB-FIP [19]. El módulo de elasticidad del hormigón de la viga a los 35 días es $E_{c,G}(35)=30.28$ GPa. Los coeficientes de fluencia de la viga son $\phi_G(35,8)=1.039$, $\phi_G(10000,35)=1.606$ y $\phi_G(10000,8)=2.119$, la retracción es $\epsilon_{sh,G}(10000,8)=-401.41 \times 10^{-6}$ y $\epsilon_{sh,G}(35,8)=-101.74 \times 10^{-6}$. El módulo de elasticidad de la losa a los 3 días de edad es $E_{c,D}(3)=19.96$ GPa. El coeficiente de fluencia de la losa es $\phi_D(9965,3)=3.288$, y la retracción de la losa es $\epsilon_{sh,D}(9965,3)=-445.00 \times 10^{-6}$.

La pérdida de pretensado calculada mediante la formulación propuesta a 10000 días es de 125.1 MPa (14.3 %). La

figura 6 muestra la evolución de la tensión en el hormigón en la sección central de la viga.

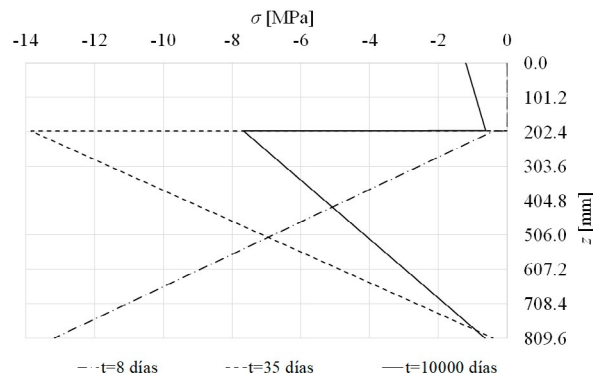


Figura 6. Evolución de la tensión en el hormigón en la construcción compuesta a diferentes edades.

Es importante observar a partir de este ejemplo que la construcción de la losa del tablero in situ, según el procedimiento descrito en este trabajo, tiene un efecto beneficioso en lo que respecta a la redistribución de las tensiones en el hormigón en zonas de momentos positivos y por lo tanto en la pérdida del pretensado.

7.3. Ejemplo 3

La viga utilizada en este ejemplo corresponde a la viga YLB2 tomada del trabajo de Lou *et al.* [16]. Se trata de una viga continua de dos vanos, pretensada con pretensado interior no adherente, cuya longitud de vano es 4800 mm. La sección de la viga es rectangular de dimensiones 150 mm \times 300 mm, el acero de pretensado consistente en un tendón no adherente de 140 mm² de sección, 197 GPa de módulo de elasticidad y 1941 MPa de resistencia máxima característica. La tensión de pretensado efectiva es de 1193 MPa y su trazado viene dado por la ecuación (33). El esquema de armado de la armadura pasiva está de acuerdo con la figura 7 siendo las secciones de dicho acero $A_{s1}=603.2$ mm², $A_{s2}=226.2$ mm² y $A_{s3}=508.9$ mm² y su módulo de elasticidad 200 GPa. El hormigón de la viga es de resistencia característica 33 MPa. La viga fue tesada a los 28 días de edad contra su peso propio. Dos estados de carga fueron analizados: la viga sometida a la acción del pretensado y su peso propio; y la viga sometida al pretensado, su peso propio y dos cargas puntuales Q de 30 kN aplicadas a los tercios en cada vano, los que denominemos casos N°1 y N°2 respectivamente. Para ambos casos se estudiaron las deformaciones a la edad de pretensado y a 600 días.

Dado que el autor no dispuso de los datos de temperatura y de la humedad relativa bajo las cuales fueron realizadas las mediciones, se han considerado aquí 20°C y 50%, respectivamente, como valores razonables.

Los valores del coeficiente de fluencia y de la retracción han sido calculados de acuerdo a los lineamientos del CEB-FIP [19], siendo $\phi(600,28)=1.885$ y es $\epsilon_{sh}(600,28)=-350.66 \times 10^{-6}$.

$$\begin{aligned}
 d_p(x) &= -2.5297 \cdot 10^{-5} x^2 + 0.1006 x + 150 \text{ for } 0 \leq x < 1988 \text{ mm} \\
 d_p(x) &= -3.0518 \cdot 10^{-5} x^2 + 0.1214 x + 129.3 \text{ for } 1988 \leq x < 4320 \text{ mm} \\
 d_p(x) &= 1.4817 \cdot 10^{-5} x^2 - 1.4225 x + 3463.9 \text{ for } 4320 \leq x \leq 4800 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \tag{33}$$

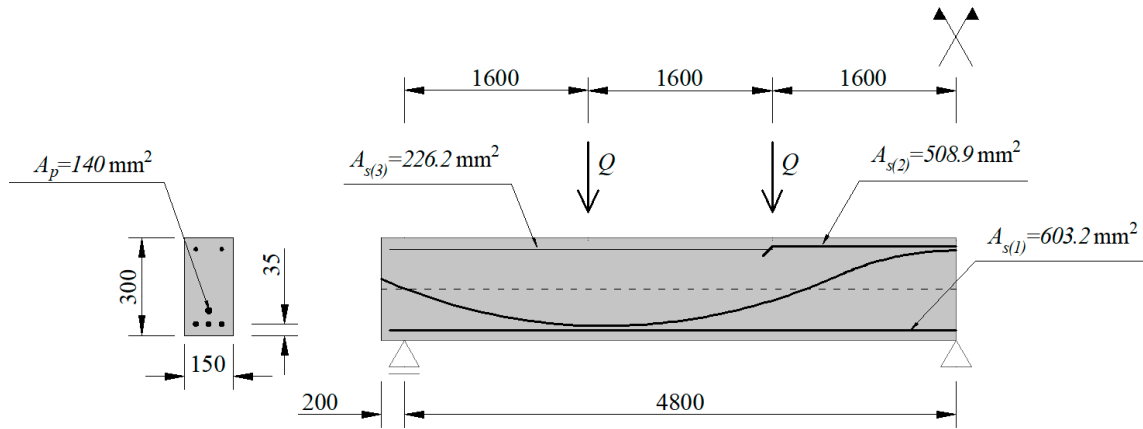


Figura 7. Viga YLB2 ensayada por Lou *et al.* [16].

La tabla 3 muestra la comparación entre los valores medidos y los calculados con el modelo computacional propuesto de la deformación máxima en el vano a los 28 y a los 600 días; mientras que la figura 8 muestra la gráfica de la deformación vertical para ambos casos y para ambos instantes de tiempo. La gráfica de la figura 9 muestra los diagramas de momentos flectores.

El valor de la pérdida de pretensado calculado para el caso N°1 es de 106.1 MPa, mientras que para el caso N°2 es de 51.4 MPa, que representan una pérdida del 8.9% y del 4.3%, respectivamente.

TABLA 3. Deformación en el centro del vano (flecha) en milímetros.

Caso N°	Medido		Modelo computacional		Error relativo [%]
	t= 28 días	t= 600 días	t= 28 días	t= 600 días	
1	-1.8	-3.5	-1.8	-2.9	0.0
2	2.0	8.2	2.5	7.2	25.0

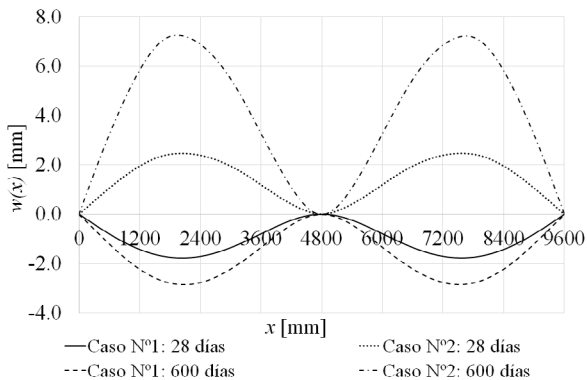


Figura 8. Deformación vertical $w(x)$.

Con respecto a la reacción en el apoyo central, para el caso N°1 se produce un aumento de esta de 4633 N a 6061 N (hacia arriba) que es del orden del 31%, mientras que en el caso N°2 la reacción cuyo valor es de 84318 N luego de aplicada la carga Q , tiene un aumento del orden del 2%. Con respecto al mo-

mento flector, mientras que los momentos máximos en el vano se mantuvieron aproximadamente constantes, los momentos sobre el apoyo tuvieron una variación del 17% y del 37% para el caso N°1 y N°2, respectivamente.

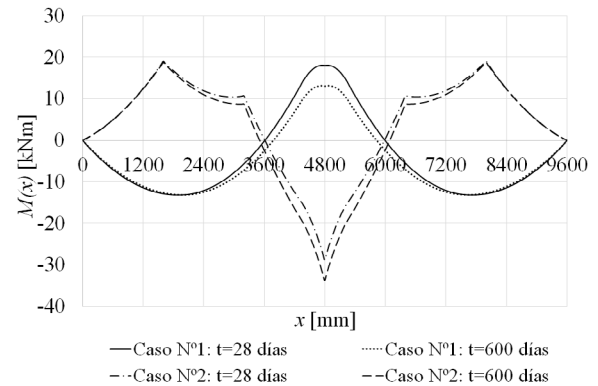


Figura 9. Diagrama de momentos flectores.

Nuevamente podemos decir que el modelo computacional propuesto reproduce satisfactoriamente el comportamiento de viga con pretensado no adherente a lo largo del tiempo.

Si asumimos que la penetración de la cuña es de 5 mm (ya que este dato no es suministrado por los autores), que el coeficiente de rozamiento en curva es 0.06 y que el coeficiente de rozamiento parásito es de $5.24 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ (valores recomendados por los diferentes fabricantes), el valor de la pérdida por rozamiento entre las secciones extremas de la viga es del orden de 5812.5 N, que representa una pérdida del 3.48%.

7.4. Ejemplo 4

Supongamos a modo de ejemplo que a la viga continua con pretensado interior no adherente ensayada por Lou *et al.* [16] se le hormigona una losa a los 60 días formando así una sección compuesta. Consideremos que la losa tiene dimensiones de 1000 mm \times 50 mm, que las condiciones de exposición ambiental y de fabricación se mantienen iguales, que la resistencia característica a compresión de la losa es igual a la de la viga y que en la losa es colocada una armadura pasiva cuya sección

es de $A_{s4}=140 \text{ mm}^2$ ubicada en la mitad de su espesor. Supongamos además que a los 90 días de edad es aplicada una carga muerta uniformemente distribuida de 3.5 kN/m .

Los parámetros del hormigón han sido calculados de acuerdo al CEB-FIP [19]. El módulo de elasticidad del hormigón de la viga a los 28 días es $E_{c,G}(28)=29.32 \text{ GPa}$. Los coeficientes de fluencia de la viga son $\varphi_G(60,28)=0.999$, $\varphi_G(90,28)=1.197$ y $\varphi_G(10000,28)=2.441$, los valores de la retracción son $\varepsilon_{sh,G}(60,28)=-89.09 \times 10^{-6}$, $\varepsilon_{sh,G}(90,28)=-138.31 \times 10^{-6}$ y $\varepsilon_{sh,G}(10000,28)=-456.11 \times 10^{-6}$. El módulo de elasticidad de la losa a los 3 días de edad es $E_{c,D}(3)=22.67 \text{ GPa}$. Los coeficientes de fluencia de la losa son $\varphi_D(30,3)=2.366$, $\varphi_D(9940,3)=4.165$ y los valores de retracción son $\varepsilon_{sh,D}(30,3)=-303.14 \times 10^{-6}$ y $\varepsilon_{sh,D}(9940,3)=-597.09 \times 10^{-6}$.

Las gráficas de las figuras 10 y 11 muestran al evolución de las tensiones en las secciones ubicadas en $x=2.76 \text{ m}$ y en $x=4.80 \text{ m}$. La primera sección corresponde a la sección donde se produce el momento flector máximo en el vano a los 10000 días de edad y la segunda está ubicada sobre el apoyo intermedio. Las gráficas de las figuras 12 y 13 muestran la deformación vertical y los diagramas de momentos flectores. La pérdida estimada de pretensado a los 10000 días es de 125.7 MPa (10.5%).

Para la sección del vano se puede observar el efecto beneficioso de la redistribución de las tensiones entre la viga y la losa, aliviando las tensiones sobre ésta. En el caso de la sección sobre el apoyo, las tensiones generadas en la losa producen su fisuración a edades tempranas, y si bien se produce redistribución en las tensiones y variación en los momentos flectores a lo largo de la viga, la fibra superior de la viga se mantiene algo traccionada sin que se produzca fisuración, mientras que la losa continúa completamente fisurada. Es importante remarcar que luego de producida la fisuración es necesario que la fibra de hormigón de la sección se comprima para continuar llevando tensiones.

Con respecto a la reacción en el apoyo central, a partir de los 90 días se produce una disminución de la misma del orden del 8.3%, pasando de 38480 N a los 90 días a 35516 N a los 10000 días.

7.5. Ejemplo 5

Consideremos la losa unidireccional de tres vanos que se muestra de manera esquemática en la figura 14. Los datos han sido extraídos de la referencia [30]. El espesor de la losa es 250 mm , la longitud de los vanos extremos es $L_1=8000 \text{ mm}$ y la longitud del vano interior es $L_2=10000 \text{ mm}$. La losa es postensada con tendones no adherentes de 98.7 mm^2 de sección colocados cada 250 mm ($A_p=394.8 \text{ mm}^2/\text{m}$). La tensión de tendado es 1024.1 MPa , su resistencia máxima característica es 1862 MPa y su módulo de elasticidad es 196.5 GPa . El trazado de los tendones es parabólico y ha sido obtenido de acuerdo a balancear el peso propio de la losa [31]. Las excentricidades del tendón son $e_1=75 \text{ mm}$ a $0.4L_1$ desde el apoyo exterior, $e_2=95 \text{ mm}$ sobre los apoyos interiores y $e_3=95 \text{ mm}$ en el centro del vano interior. La sección de armadura pasiva inferior y superior es $A_s=513 \text{ mm}^2/\text{m}$ colocada con un recubrimiento mecánico de 30 mm , su módulo de elasticidad es de 200 GPa . La resistencia característica del hormigón es de 35 MPa .

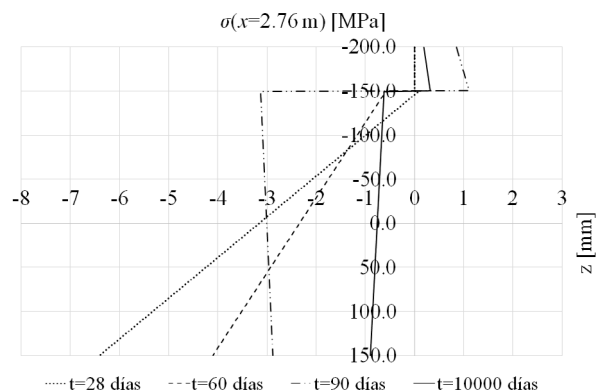


Figura 10. Evolución de las tensiones en la sección ubicada en $x=2.76 \text{ m}$.

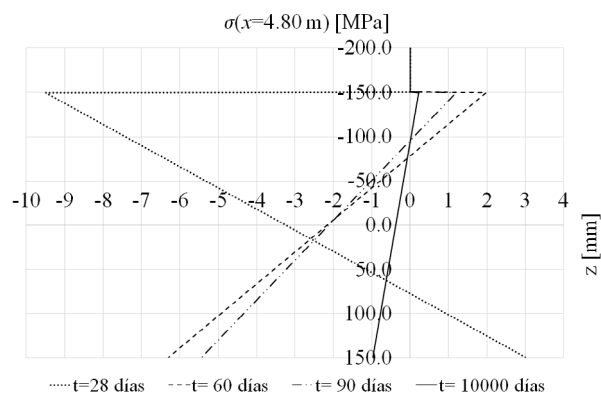


Figura 11. Evolución de las tensiones en la sección sobre el apoyo, $x=4.80 \text{ m}$.

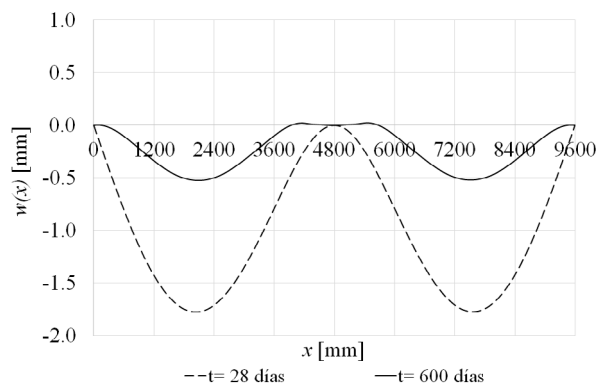


Figura 12. Deformación vertical $w(x)$.

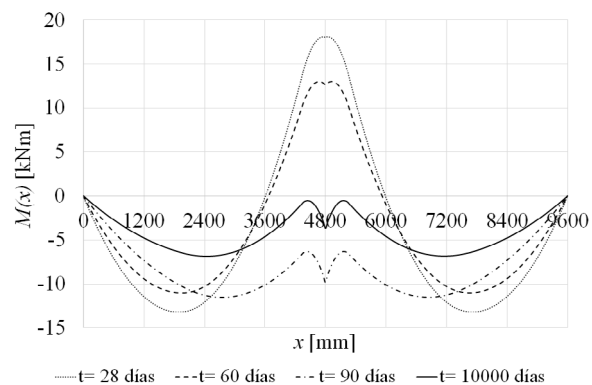


Figura 13. Diagrama de momentos flectores.

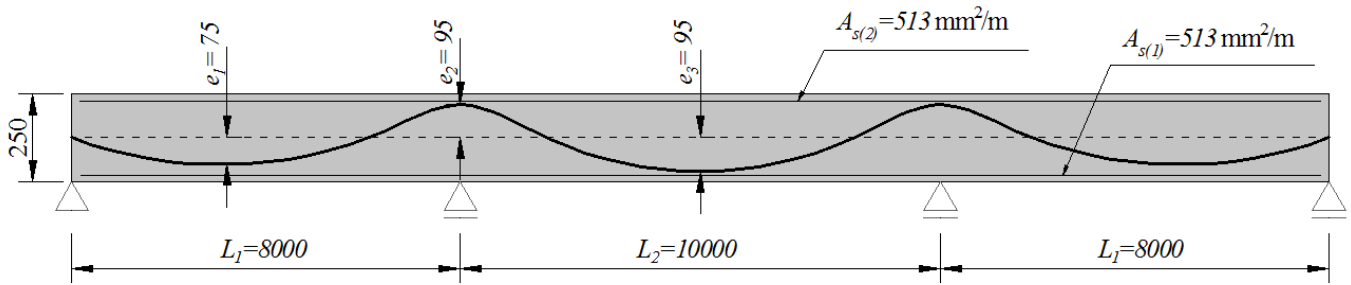


Figura 14. Losa unidireccional de tres vanos.

Dado que el autor [30] no realiza un estudio a largo plazo se asume para el ejemplo una temperatura de 20°C, humedad relativa 70%, inicio de la retracción $t_s=7$ días y la edad de tensado $t_0=28$ días. Los valores del coeficiente de fluencia y de la retracción han sido calculados de acuerdo a las formulaciones del CEB-FIP [19], siendo $E_c(28)=29.89$ GPa, $\phi(10000, 28)=1.742$ y es $\epsilon_{sh}(10000, 28)=-354.31 \times 10^{-6}$.

En el primer caso de estudio se asume que la única carga de largo plazo corresponde al peso propio de la losa. En el segundo caso se asume que al peso propio se le adiciona una carga muerta q_{DL} de valor 4.50 kN/m². Esta carga muerta es agregada en t_0 inmediatamente luego del tensado.

Las gráficas de las figuras 15 y 16 muestran la deformación vertical y el momento flector para la losa sometida a su peso propio y las gráficas de las figuras 17 y 18 muestran los mismos parámetros para el caso de la losa sometida a su peso propio y a la carga muerta q_{DL} .

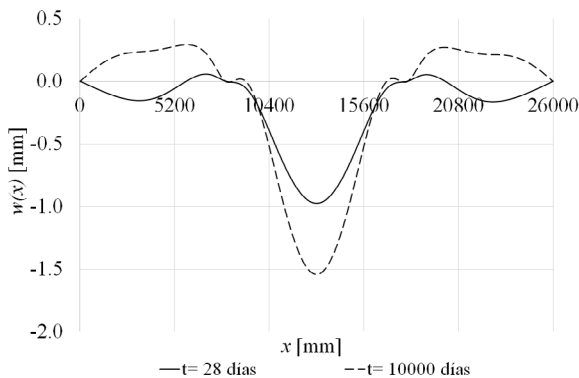


Figura 15. Deformación vertical de la losa unidireccional sometida a su peso propio.

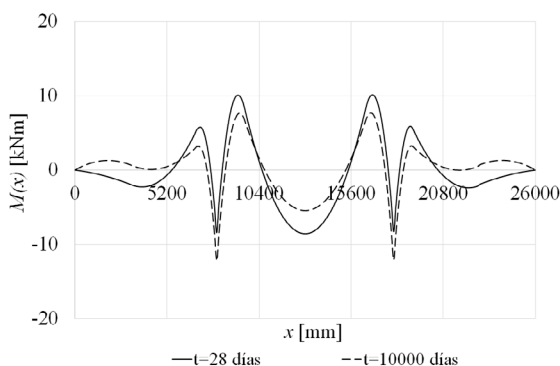


Figura 16. Momento flector de la losa unidireccional sometida a su peso propio.

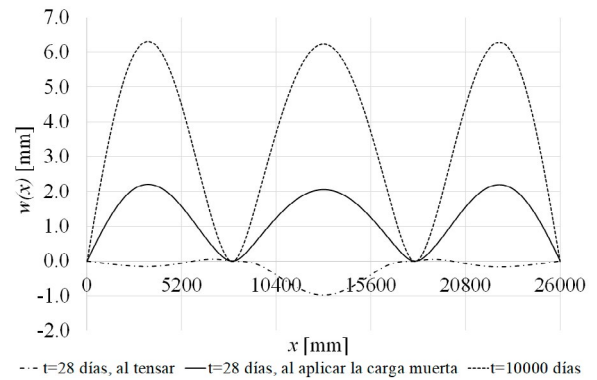


Figura 17. Deformación vertical de la losa unidireccional sometida a su peso propio y a la carga muerta.

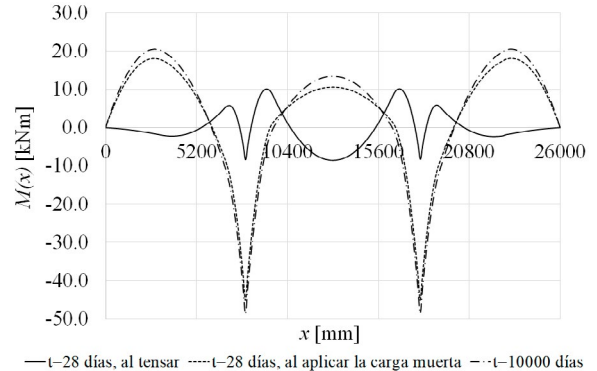


Figura 18. Momento flector de la losa unidireccional sometida a su peso propio y a la carga muerta.

La pérdida de pretensado a los 10000 días para la losa sometida a su peso propio es de 92.2 MPa que corresponde a una pérdida de pretensado del orden del 9.0%. Para este caso de carga, el momento flector negativo máximo aumenta con el tiempo, siendo del orden del 45% superior al momento correspondiente a los 28 días, tanto el momento positivo máximo como el momento negativo máximo del vano interior disminuyen, siendo esta disminución del orden del 32% y del 57%, respectivamente.

Para el caso de la losa sometida a su peso propio y a la carga muerta q_{DL} , la pérdida de pretensado a los 10000 días es de 81.1 MPa que corresponde a una pérdida del 7.9%. Los valores de los momentos flectores máximo en los vanos extremos,

los momentos sobre los apoyos intermedios y el momento máximo en el vano central aumentaron a lo largo del tiempo, dicho aumento es del orden del 13%, 8% y 27%, respectivamente. Es importante hacer notar que para ambos casos de carga los valores de las reacciones se mantuvieron aproximadamente constantes a lo largo del tiempo.

Con relación a las deformaciones máximas, mientras que para el caso de la viga sometida a su peso propio las deformaciones verticales máximas a largo plazo son el orden de una vez y media la deformación vertical instantánea, para el segundo caso de estudio las deformaciones verticales máximas a largo plazo son del orden de tres veces la deformación instantánea.

Si asumimos los mismos valores para la penetración de las cuñas, para el coeficiente de rozamiento en curva y para el coeficiente de rozamiento parásito que en el [ejemplo N°3](#), el valor de la pérdida por rozamiento entre los puntos de anclaje del acero de pretensado es del orden de 11 825.2 N, que representa una pérdida del 2.92%.

8. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha desarrollado una formulación para el análisis de vigas compuestas de hormigón pretensado con pretensado interior no adherente en estado de servicio. Esta formulación contempla tanto el análisis en el corto como en el largo plazo, el estado no fisurado y fisurado del miembro, la fluencia y la retracción del hormigón, la relajación del acero de pretensado y la presencia de armadura pasiva. Adicionalmente, el trazado de la armadura de pretensado puede ser genérico. A partir de dicha formulación se ha propuesto un algoritmo computacional para el análisis de este tipo de vigas sin utilizar el método de elementos finitos. Dicha implementación computacional permite el análisis tanto de vigas estáticamente determinadas como el de vigas continuas.

Una de las principales ventajas del algoritmo computacional propuesto es que se basa en los principios básicos de la resistencia de los materiales. Es por ello que además de poder aplicarse en el diseño y el cálculo de las estructuras, puede utilizarse como una herramienta de verificación para formulaciones matemáticas más complejas.

La comparación entre los resultados obtenidos de la pérdida de pretensado entre el modelo computacional y los resultados experimentales, permite concluir que el modelo propuesto reproduce satisfactoriamente el comportamiento de viga con pretensado no adherente en estado de servicio a lo largo del tiempo tanto para vigas estáticamente determinadas como para vigas continuas. Si bien algunas diferencias fueron observadas para uno de los casos comparados, es oportuno mencionar que para dicho caso las tensiones en el hormigón superan el límite para considerar un comportamiento lineal de la fluencia y por lo tanto válidas las hipótesis de linealidad, lo que puede estar dando lugar a tales diferencias.

Podemos concluir además que la construcción de la losa del tablero en sitio, según el procedimiento descrito en este trabajo, tiene un efecto beneficioso en lo que respecta a la

distribución de las tensiones en el hormigón en zonas de momentos positivos y por lo tanto en la pérdida del pretensado.

Referencias

- [1] Wang, Y.L. (1967) Método directo para calcular secciones compuestas, en hormigón pretensado, *Hormigón y Acero*, 18(85), 7-21. Recuperado de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/1510>
- [2] Dilger, W.H. (1982). Creep analysis of prestressed concrete structures using creep-transformed section properties. *PCI Journal*, 98-118.
- [3] Martínez Calzón, J. (1991) Puentes compuestos, continuos, con pretensado exento. Puentes sobre el río Turia, en Valencia, *Hormigón y Acero*, 179 (1991) 81-88. Recuperado de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/726>
- [4] Mari Bernat, A. (1995). Análisis de puentes continuos de hormigón de luces medias de sección evolutiva. *Rev. Cemento-Hormigón, IECA*, 866-90.
- [5] Mari Bernat, A., López, I.V. & Fragnet, J.M. (1996). Evaluación de flecha y estados tensodeformacionales en servicio, en puentes isostáticos de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, *Hormigón y Acero*, 47(202) 25-58. Recuperado de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/478>
- [6] Hué, F., Ontañón, G. (1998). Puente sobre el río Guadalete de tablero de vigas pretensadas prefabricadas de hormigón de alta resistencia. *Hormigón y Acero*, (49)207, 67-81. Recuperado de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/438>
- [7] Sánchez Pérez, M., Pérez Caldentey, A. & Corres Peiretti, H. (2004) Comportamiento en rotura y en servicio de puentes de vigas prefabricadas in situ con continuidad de negativos. *Hormigón y Acero*, 55(233), 7-22. Recuperado de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/182>
- [8] Rivas, I.E., Perez, G.A. & Barlek, J.R. (2005). Análisis numérico y experimental de vigas compuestas para puentes bajo cargas repetitivas, *Hormigón y Acero*, 236 (2005) 57-60. Recuperado de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/158>
- [9] de la Fuente, A. & Aguado, C. (2008) Modelo numérico para el análisis no lineal de secciones prefabricadas construidas evolutivamente. *Hormigón y Acero*, 59(247), 69-87. Recuperado de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/86>
- [10] Comité Euro-International du Béton (CEB) (2010). *Structural concrete textbook on behaviour, design and performance*, vol. 2. CEB-FIP Bulletin no. 52, Lausanne, Switzerland.
- [11] Gauvreau, D.P. (1993) *Ultimate limit state of concrete girders prestressed with unbonded tendons*, Basel: Birkhauser Verlag.
- [12] Guo, T., Chen, Z., Lu, S. & Yao, R. (2018). Monitoring and analysis of long-term prestress losses in post-tensioned concrete beams, *Measurement*, 122, 573-581.
- [13] Paez, P.M. & Sensale, B. (2018). Improved prediction of prestress loss in unbonded prestressed concrete members. *Engineering Structures*. 174, 111-125.
- [14] Moon, J. & Burns, N.H. (1997). Flexural behavior of members with unbonded tendons I: theory. *Journal of the Structural Engineering*. 123, 1087-94.
- [15] Barbieri, R.A., Simoes Lopes Gastal, F. & Campos Filho, A. (2006). Numerical model for the analysis of unbonded prestressed members. *Journal of the Structural Engineering*. 132, 34-42.
- [16] Lou, T., Lopes, S. & Lopes, A.V. (2013). Nonlinear and time-dependent analysis of continuous unbonded prestressed concrete beams. *Computers and Structures*. 119, 166-76.
- [17] Bazant, Z.P. (1982). Mathematical models for creep and shrinkage of concrete. In Bazant, Z.P. and Wittmann, F.H. (eds.), *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, 163-256. London: Wiley.
- [18] Branson, D.E. & Trost, H. (1982) Unified procedures for predicting the deflection and centroidal axis location of partially cracked non-prestressed and prestressed concrete members. *ACI Journal* 79, 119-30.
- [19] Comité Euro-International du Béton (CEB). (2012) *Model Code 2010*, vol. 1. CEB-FIP Bulletin no. 65, Lausanne, Switzerland.
- [20] McHenry, D.A. (1943). A new aspect of creep in concrete and its application to design, *ASTM Proc.*, 43.

- [21] Ross, A.D. (1958). Creep of concrete under variable stress. *Journal of the American Concrete Institute*. 54, 739-58.
- [22] Galhi, A., Favre, R. & Eldbadry, M. (2002). *Concrete structures: stresses and deformation*. Third ed., New York: Spon Press.
- [23] Comité Euro-International du Béton (CEB). (1985). Design manual on cracking and deformations. Lausanne, Switzerland.
- [24] Torres, L.I., López-Almanza F. & Bozzo, L.M. (2004) Tension-stiffening model for cracked flexural concrete members. *Journal of Structural Engineering*. 130, 1242-251.
- [25] Gilbert, R.I. & Ranzi, G. (2011). Time-dependent behavior of concrete structures. New York: Spon Press.
- [26] Menn, C. (1990). *Prestressed concrete bridges*. Basel: BirkhauserVerlag AG.
- [27] Calavera, J. (1999). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón. Tomo 2*. España: Intemac Ed.
- [28] Hilderbrand, F.B. (1987). *Introduction to numerical analysis, second edition*. New York: Dover Publications, INC.
- [29] Breckenridge, R.A. & Bugg, S.L. (1964). Effect of long-time loads on prestressed concrete beams. *PCI Journal*. December 1964, 75-89.
- [30] Harajli, M.H. (2012). Tendon stress at ultimate in continuous unbonded post-tensioned members: proposed modification of ACI 318, Eq. (18-4) and (18-5). *ACI Structural Journal*. Technical paper 109-S17, 183-92.
- [31] Lin, T.Y. (1963). Load balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures. *Journal of the American Concrete Institute*, June 1963, 719-42.
- [32] Ross, S. (2007). *Introducción a la Estadística*. Barcelona, España: Editorial Reverte.
- [33] Gatti, P.L. (2005). *Probability theory and mathematical statistic for engineers*. New York: Spon Press.
- [34] Shaprio, S.S. & Wilk, M.B. (1965). An analysis of variance test for normality (complete samples). *Biometrika*. 52, 591-611.

Apéndice A.

Validación estadística de la formulación propuesta.

A los efectos de validar estadísticamente la formulación propuesta podemos utilizar la prueba *T* de Student para muestras relacionadas, una muestra con los valores obtenidos por los ensayos disponibles en la bibliografía y la otra con los valores calculados por la formulación propuesta [32, 33].

Para los valores medidos y los calculados de la pérdida de pretensado presentados en la *tabla 1*, podemos hacer la hipótesis de que las medias de ambos conjuntos de datos relacionados no difieren significativamente (hipótesis nula). Para aceptar o rechazar esta hipótesis debemos realizar la prueba *T* de Student para dos muestras relacionadas.

Como esta metodología es válida para distribuciones normales, primero se debe realizar una prueba de normalidad de la muestra. A tales efectos se puede utilizar la prueba de Shapiro - Wilk [34]. Para estas muestras el valor calculado del estadístico *W* de Shapiro - Wilk es $W = 0.91$, el cual es mayor que el valor crítico del estadístico obtenido por según el tamaño de la muestra y para un nivel de significación mayor al 5%, $W_{crit} = 0.77$, por lo que se acepta la hipótesis nula. En otras palabras la hipótesis de normalidad no puede ser rechazada.

En la *tabla A1* se hallan tabulados los parámetros de la prueba *T* de Student. El valor del estadístico *T* es -3.1460 y el valor crítico del estadístico con un nivel de confianza mayor al 95% es $T_{crit} = 4.3027$. Por lo que se acepta la hipótesis nula.

TABLA A1.
Parámetros de cálculo de la prueba *T* de Student para los valores de la *tabla 1*.

	Medido	Calculado
Media	93.133	98,867
Varianza	3372.143	3102.823
Observaciones	3	3
Coefficiente de correlación de Pearson	0.9993	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	2	
Estadístico <i>T</i>	-3.1460	
$P(T^* \leq T)$ dos colas	0.0879	
Valor crítico de <i>T</i> (dos colas)	4.3027	

En conclusión, la media de las pérdidas obtenidas en los ensayos, no difieren significativamente de la media de las pérdidas calculadas por la formulación propuesta, lo cual valida la utilización de esta última.

De manera análoga, podemos estudiar la validez de la formulación propuesta para calcular las deformaciones diferidas. Para ello consideraremos los tres resultados de las deformaciones diferidas de la *tabla 2* y los dos de la *tabla 3* obtenidos para una edad del hormigón de 600 días. El estadístico *W* de Shapiro - Wilk es 0.836 y el valor crítico del estadístico es $W_{crit} = 0.762$ por lo que la hipótesis nula no puede ser rechazada. En la *tabla A2* se hallan tabulados los parámetros de la prueba *T* de Student. El valor del estadístico *T* es 1.5924 y el valor crítico del estadístico con un nivel de confianza mayor al 95% es $T_{crit} = 2.7764$. Por lo que se acepta la hipótesis nula.

TABLA A2.
Parámetros de cálculo de la prueba *T* de Student para los valores de la *tabla 2* y los valores a $t=600$ días de la *tabla 3*.

	Medido	Calculado
Media	19.56	14,5
Varianza	2003.413	1449.415
Observaciones	5	5
Coefficiente de correlación de Pearson	0.9983	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	4	
Estadístico <i>T</i>	1.5924	
$P(T^* \leq T)$ dos colas	0.1865	
Valor crítico de <i>T</i> (dos colas)	2.7764	

Nuevamente podemos concluir que la media de las flechas diferidas obtenidas en los ensayos, no difieren significativamente de la media de las flechas calculadas por la formulación propuesta.

ACHE

MONOGRAFÍAS

Próximamente



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

Space structure with developable shear components

Estructura espacial con elementos a cortante desarrollables

Nicolas Leduc^{a, c}, Cyril Douthe^a, Gérald Hivin^b, Bernard Vaudeville^c, Simon Aubry^c,
Karine Leempoels^d, Olivier Baverel^{a, e}

^a Laboratoire NAVIER, Ecole des Ponts ParisTech, 6 - 8 Avenue Blaise Pascal, Champs sur Marne, 77455 Marne la Vallée Cedex 2, France

^b Université Grenoble-Alpes, 621 Avenue Centrale, 38400 Saint-Martin-d'Hères, France

^c T/E/S/S Atelier d'Ingénierie, 7 Cité Paradis, 75010 Paris, France

^d Viry, 5, ZI de la Plaine - Eloyes, 88214 Remiremont Cedex, FRANCE

^e École Nationale Supérieure d'Architecture de Grenoble, 60 Avenue de Constantine, 38000 Grenoble, France

Recibido el 25 de diciembre de 2019; aceptado el 2 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 classical double layer space truss is revisited by replacing diagonals with curved thin-walled polyhedral modules. The expected improvements are both technological and mechanical. The complex 8-branch nodes are broken down into a connection of two overlapping continuous members and a line connection between bars and the polyhedron edges. Curvature in the faces and edges of the modules introduces shape resistance whilst stabilizing the members against buckling. The global optimization of the structure is performed by a form-finding process based on the individual parametrization of the modules. Finally, an experimental validation is carried out by fabricating and testing a full-scale prototype (approximately 6 x 6 m).

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

KEYWORDS: Form finding; space structure; parametric design; steel; detailing; construction aware design.

RESUMEN

En este artículo se revisita la clásica cercha espacial de doble pared reemplazando las diagonales por módulos poliédricos curvos de paredes delgadas. Las mejoras esperadas son tanto tecnológicas como mecánicas. Los nodos complejos de 8 ramas se dividen en una conexión de dos miembros continuos superpuestos y una conexión lineal entre las barras y los bordes del poliedro. La curvatura en las caras y bordes de los módulos introduce resistencia por forma y estabiliza los miembros frente al pandeo. La optimización global de la estructura se realiza mediante un proceso de búsqueda de forma basado en la parametrización individual de los módulos. Finalmente, se lleva a cabo una validación experimental mediante la fabricación y prueba de un prototipo a escala real (de 6 x 6 m aproximadamente).

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

PALABRAS CLAVE: Búsqueda de forma; estructura espacial; diseño paramétrico; acero; diseño consciente de la construcción.

1. INTRODUCTION

The classification of spatial structures generally falls into three broad categories [1]: skeleton (braced) framework, stressed skin systems and suspended (cable or membrane) structures.

We describe here the process of designing and manufacturing a structure that combines the first two. From the first category it inherits an upper and lower layer consisting of a two-way lattice grid. From the second category it inherits shear components made up of curved thin-walled polyhedral modules.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: nico.leduc@gmail.com (Nicolas Leduc).

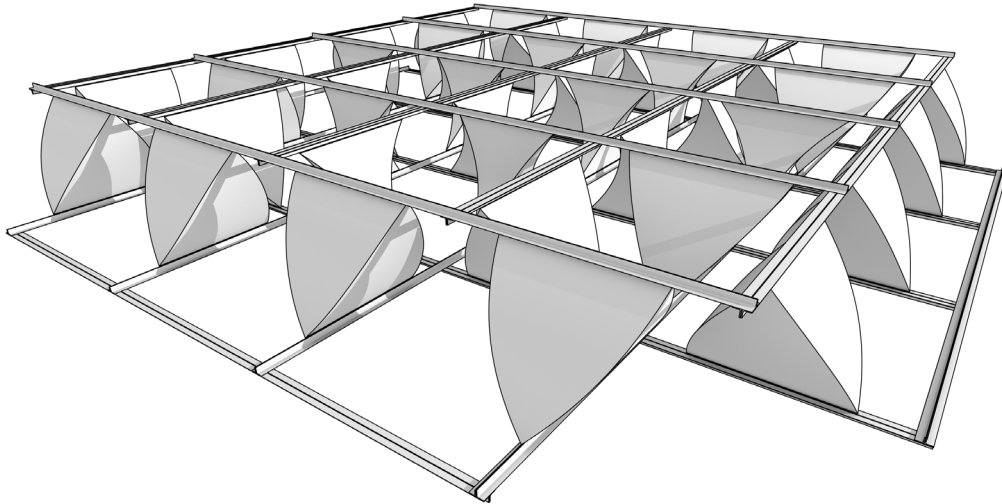


Figure 1. Perspective view of the prototype.

As identified in [2], the greatest set-back against the increased use of space structures is the technological complexity of assembling several members at different angles in space. After Wachmann's attempt to design a universal node [3], more specific ones were developed for patented systems or in the context of particular projects [4].

The strategy we are developing here is to break down this complexity into two simple connections: a connection of two overlapping continuous members (upper and lower layer) and a line connection between bars and the polyhedron edges. A similar approach has already been tested in [5]. Beyond the technological advantages, the issue of mechanical performance is also addressed: the question of instabilities is a critical subject in the case of slender bars and thin sheet metals. Curvature in the faces and edges of the modules introduces shape resistance while stabilizing the members against buckling.

This approach is implemented as a full-scale prototype whose design steps are used to structure the article as follows. Section 2 presents the layout of the modular grid resulting from the semi-regular tessellation of space. Section 3 focuses on a single module by describing its structural behaviour and geometric parameterisation that provide the basis for the form-finding optimisation that is described in section 4. Finally, section 5 deals with manufacturing issues.

2.

SPATIAL LAYOUT OF THE MODULAR GRID

Double-layer space structures are generally modular, i.e. they have a spatial periodicity. It is common to base the design of such structures on regular tessellation of the space, as the famous engineer Alexander Graham Bell did for the development of his flying machines [6]. The vertices of the polyhedra then correspond to the nodes of the structure and the edges correspond to the bars.

There are different types of periodic tessellation of space (regular, semi-regular, etc.), only some of which have the necessary stability properties for use as a structure. The prototype developed here is based on the only semi-regular tessellation, consisting of a concatenation of tetrahedrons and octahedrons.

Unlike Alexander Graham Bell who, in his experiments on kites, expanded the structure in three directions of space, the double-layer space structure is a two-dimensional truncation of the polyhedra concatenation. This operation keeps a layer of tetrahedrons and transforms the octahedrons into square-based pyramids with apex oriented alternately upwards or downwards.

In accordance with the classical approach, the vertices and edges of the upper and lower faces are associated with

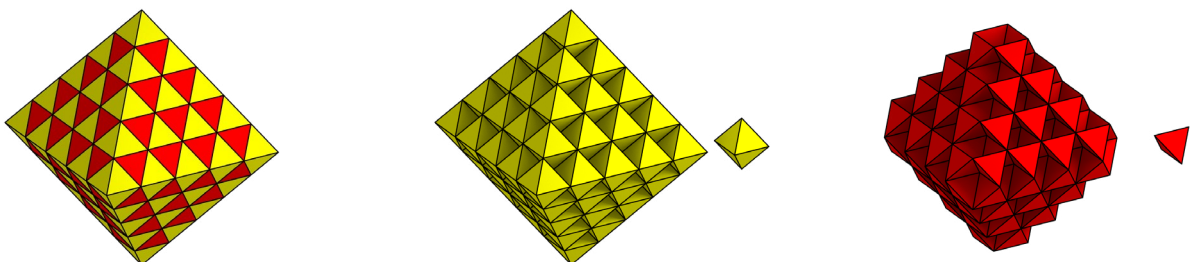


Figure 2. Semi-regular tessellation composed of alternating regular octahedra and tetrahedra.

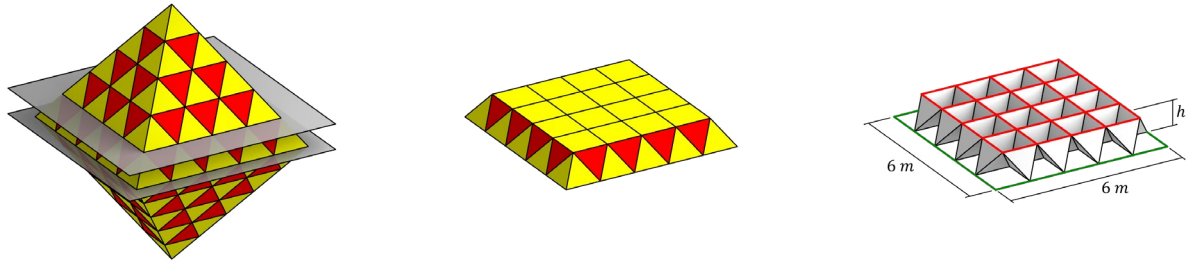


Figure 3. Left and Middle: The space-filling polyhedra are sliced off by a truncation operation, Right: Spatial layout of the modular grid and its main dimensions.

the nodes and horizontal members of the structure. However, the surface geometry of the tetrahedral modules is preserved to play the role of diagonals. Square-based pyramids can be read in negative.

For the prototype presented here, the maximum dimensions are 6x6 m, i.e. a lower grid composed of 5 cells of 1.2m in both directions. The upper grid, being offset by half a frame in both directions, is composed of only 4 cells. The vertical distance between the two layers is noted h and is not fixed a priori. It will be part of the variables for the global optimization of the structure explained below.

3. STUDIES AT THE MODULE SCALE

3.1. Geometric parameterization

In addition to the layout of the modular grid, four parameters specify the geometry of the module considering its double symmetry (according to the YZ and ZX planes).

The first parameter ($0 < \mu < 1$) only affects the position of the vertices of the tetrahedron along the members on which it is connected. If $\mu = 1$, the structure adopts a triangulated lattice configuration while if $\mu < 1$, the structure adopts a Vierendeel configuration.

The other three parameters (θ, φ, r) affect the geometry of the faces defined as general cylinders whose edges are three-dimensional curves (cubic Bézier curve). More precisely, these three parameters define the curve by its tangents at the ends in a local polar coordinate system. In this way, (θ, φ) define the direction and r the norm of the vector.

Given the overall definition of the grid and the symmetry conditions on the module, these four parameters are sufficient to uniquely define the geometry of the curved tetrahedron.

3.2. Structural behaviour

In a double-layer space structure under bending loading, the lower and upper horizontal members carry predominantly tension and compression. The intermediate elements, in this case the tetrahedral modules, support the shear stresses. To better understand the subsequent global optimization, we show the results of a first study of a single module under a typical shear load case.

We compare the displacement (δ) and buckling load factor (LF) values for a fixed position of the vertices ($\mu = 0.6$ and $h = 0.6$ m) and constant amount of material for two case studies made of steel S235. The first case is optimized to minimize displacement and happens to be the flat thin-walled polyhedral module (FM). It is chosen as the reference module with a 1.5 mm thick steel sheet. The second case is opti-

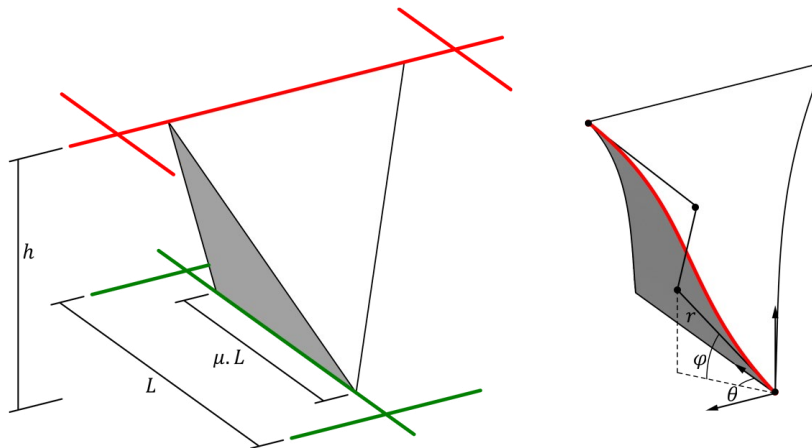


Figure 4. Four parameters (μ, θ, φ, r) define the local geometry of a tetrahedron (in addition to h and L). As defined above, $L = 1.2$ m in the built prototype.

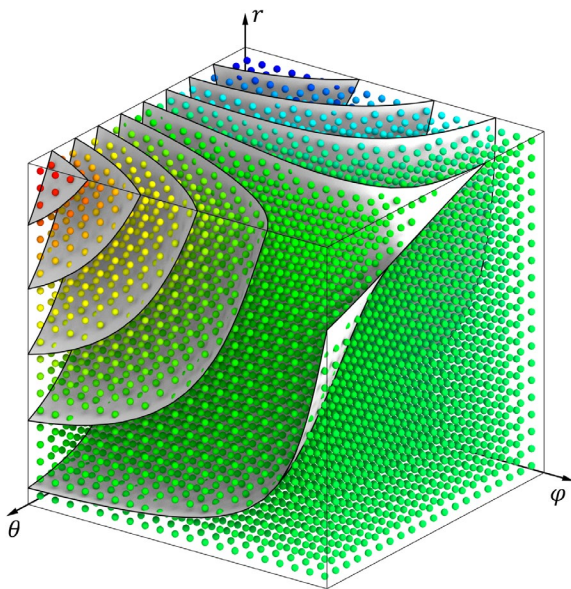
mized to maximize buckling load factor. The thickness of this curved thin-walled polyhedral module (CM) is set so that the weight is the same as the flat module. For information only, a third module made of bars (BM) is added to the list. The latter could not compete without considering more broadly the technological difficulty of its connections. The bars are Circular Hollow Sections (CHS) with wall thickness 3mm. The external diameter is set so that the weight is the same as the flat module.

TABLE 1.
Table comparing three case studies for the following results: displacement (δ) and buckling load factor (LF)

Case	δ (absolute)	δ (relative)	LF (absolute)	LF (relative)
FM	0.12 mm	100%	1.3	100%
CM	0.73 mm	608%	11.6	892%
BM	0.16 mm	133%	39.7	3053%

It must be noted that the flat module has better shear stiffness due to a more efficient transmission of forces through a straight fold. However, when the morphology of the module has been optimized to maximize buckling resistance, the curvature introduced into the faces improves buckling resistance by a factor of 9, an essential feature when working with thin sheet metal.

The second study consists of looking at the solution space of a module with curved faces by varying the parameters (θ, φ, r). As in the previous study, the results of displacement and buckling load factor are calculated for a given vertex position and amount of material. The sheet metal area is also measured. Each set of parameters (θ, φ, r) can be represented by a point in a three-dimensional Cartesian space and is associated with a displacement, buckling load factor and area value as shown in Fig 5 (left).



It is noteworthy that iso-value surfaces reveal the non-convexity of the three observed functions (displacement, buckling load factor and area). This will guide our choice in the type of algorithm to be implemented for optimizations.

Beyond the representation of the solution space of a single function, crossing maps of the kind shown in figure 5 (left), is an effective way to visualize which modules meet several requirements simultaneously as illustrated in figure 5 (right).

4. STUDIES AT THE FULL PROTOTYPE SCALE

4.1. Optimisation settings

Previous studies have shown that the modules have very different structural properties depending on their morphology. Conversely, depending on the location of the module within the prototype, the forces applied vary and the parametric tetrahedron can adapt its shape to improve its structural behaviour. Essentially, except for the extra effort at the design stage, the generation of different modules has little impact on the manufacturing process since the thin steel sheet faces of the tetrahedrons are laser cut and the elastic shaping process avoids the need for formwork and bending machines.

Hence, to determine the shape of each tetrahedron, we decided to conduct a form finding step at first. The structure is subjected to a vertical load of 1.5 kN applied to each node of the lower grid (total load: 24 kN) and is supported on the 16 peripheral nodes. The double symmetry of geometry, loading and supports is considered to determine the number of distinct modules (6) and to simplify the calculation models. The geometry of each module being defined by 4 parameters (μ, θ, φ, r) and considering the structural height parameter (h) defined above, the prototype model is completely determined by 25 parameters.

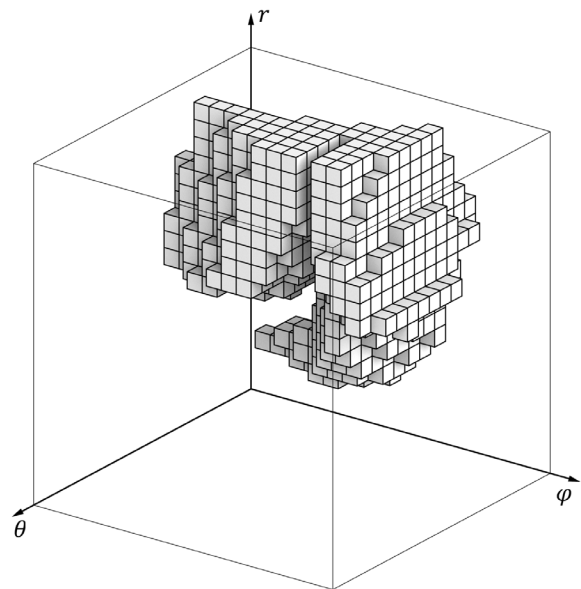


Figure 5. Left: Color code representing the area value in the three-dimensional space (θ, φ, r). Iso-value surfaces are plotted in the same space. Right: 3D Map of the modules which satisfy the triple constraint $\delta < 10\text{mm}$, $LF > 5$ and $0.75 < A < 1.00 \text{ m}^2$.

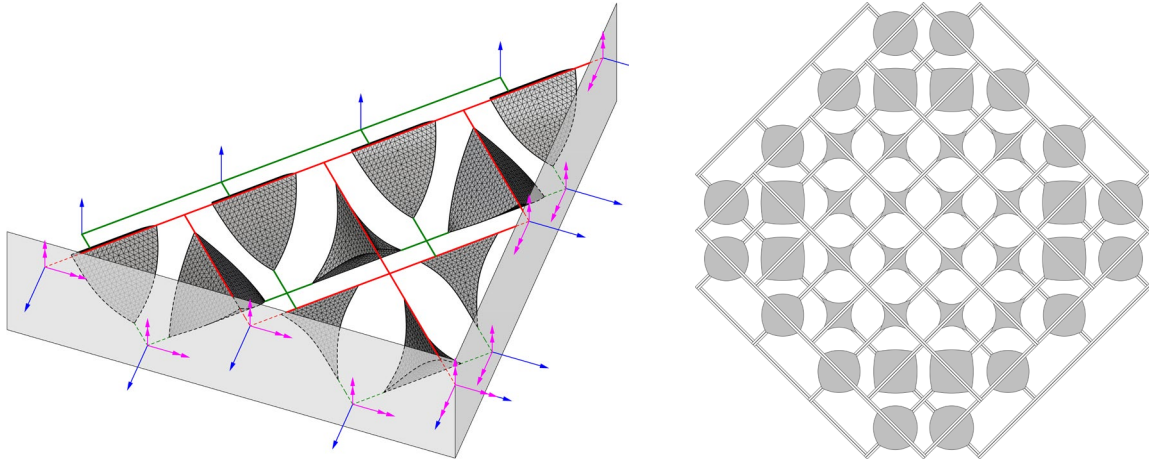


Figure 6. Support condition applied on a quarter of the model (single blue arrow: Translational support, double magenta arrow: Rotational support). Right: Plan view showing the distribution of the optimized modules.

A constrained optimization is carried out with the dual objective of improving mechanical behaviour (maximization of the buckling load factor) and reducing the quantity of material (minimization of the area of the tetrahedrons). The following hard constraints are additionally prescribed:

- maximum deflection must be less than 30 mm (two hundredths of the span)
- bending radius of the sheets must be greater than 1m in order to remain in the elastic range.

Given the non-convexity of the buckling load factor and area functions to be processed, a global optimization algorithm (DIRECT algorithm [7]) is coupled with a structural analysis software (Karamba3d) in the graphical algorithm editor Grasshopper integrated with Rhino's 3-D modeling tools.

4.2. Results

The results of the optimization qualitatively follow the shear stress distribution (maximum at the edges) of a continuous plate with similar loading and support conditions.

For a quantitative interpretation, we compare the optimized result (Curved Modules CM) with a flat tetrahedral solution (Flat Modules FM) of the same structural height and same parameter μ as the optimized solution.

Taken as a whole, the solution with Curved Modules (CM) has a clear advantage over that with Flat Modules (FM). With comparable values of deflection and amount of material, the curved module structure has a buckling factor four times higher.

TABLE 2.

Table comparing two case studies for the following results: maximum displacement (δ), buckling load factor (LF), area (A) and total weight of the structure (W)

Case	δ (abs)	δ (rel)	LF (abs)	LF (rel)	A (abs)	A (rel)	W (abs)	W (rel)
CM	3.77mm	100%	13.17	100%	40.1m ²	100%	805kg	100%
FM	3.56mm	94%	3.6	27%	39.1 m ²	98%	766kg	95%

5.

FABRICATION

What better proof of concept regarding technological simplicity than having the prototype assembled by non-professionals? The prototype was built in an academic context by four students. At the rate of half an hour per module, the structure was assembled in 4 days.

5.1. Building materials

The four panels of each module are made of galvanised carbon steel, grade S235. Their average dimensions (enclosed in a square of 0.8m size) and thickness directed the choice towards laser cutting. Each member of the upper and lower grids consists of a double L profile (30.30.3) made of galvanised carbon steel S235. All assemblies are carried out by a single type of bolt but with three lengths of shank: Button Head Screw BHS M6 (shank length 10/12/14mm) and cap nut.

5.2. Assembly

The assembly steps were as follows:

- Sorting of the different components of the modules which came in a random sequence due to the nesting optimisation for the laser cutting: [Figure 7](#) (Left)
- Prefabrication and storage of the 40 modules: [Figure 7](#) (Middle Left)
- Pre-assembly of the lower grid on the ground
- Assembly of the modules on the lower grid: [Figure 7](#) (Middle Right)
- Assembly of the upper grid on the modules: [Figure 7](#) (Right)
- Lifting by overhead crane onto the supports: [Figure 10](#)

5.3. Assembly detail

The upper and lower grids are made of overlapping continuous members connected by four button head screws at each



Figure 7. Assembly steps of the prototype. Left: One pallet is sufficient to hold all the sheet metals of the modules. Middle left: Pre-assembly of a concave module. Middle right: Assembly of the modules on the lower grid is carried out on the ground. Right: Assembly of the upper grid on the modules.

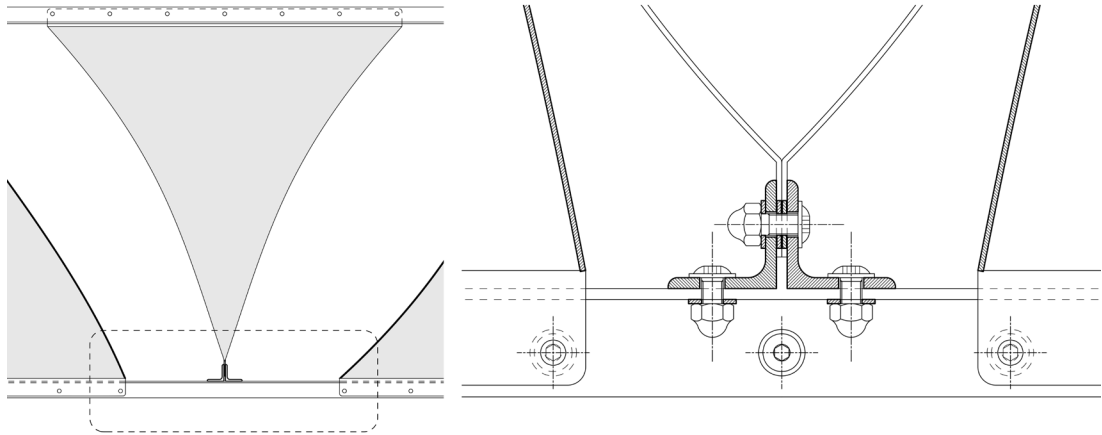


Figure 8. Cross section on connection detail between tetrahedrons and lower grid.

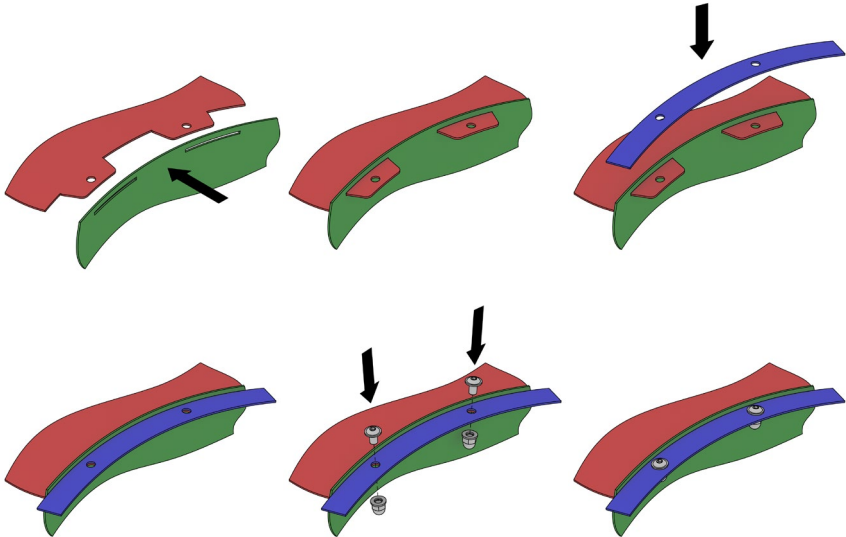


Figure 9. Assembly kinematics of the curved edge.



Figure 10. Prototype assembled in the testing centre of the Université Grenoble-Alpes, civil engineering department.

intersection. The modules are fastened to the members by a narrow folded strip that is pinched between the two L profiles.

The principle of assembly of the curved edge is closed to a keyed mortise and tenon joint. Panel 1 (in red) with a tenon is inserted inside the mortise of Panel 2 (in green). A curved and narrow strip (in blue) overlaps the tenon and prevents the connection from loosening. At the end, the assembly is locked by the key (button head screw, cap nut and washers).

6. CONCLUSIONS AND DISCUSSIONS

We have shown, through the construction-aware design of the prototype, the advantages of this hybrid spatial structure: with a simplified technological implementation and high structural performances resulting from the form-finding process. The result is a strong architectural expressiveness of the forces that pass through the structure.

Metrological studies based on image correlation are currently being carried out. They will allow us to experimentally describe the structural behaviour of the prototype and give us feedback on numerical simulations.

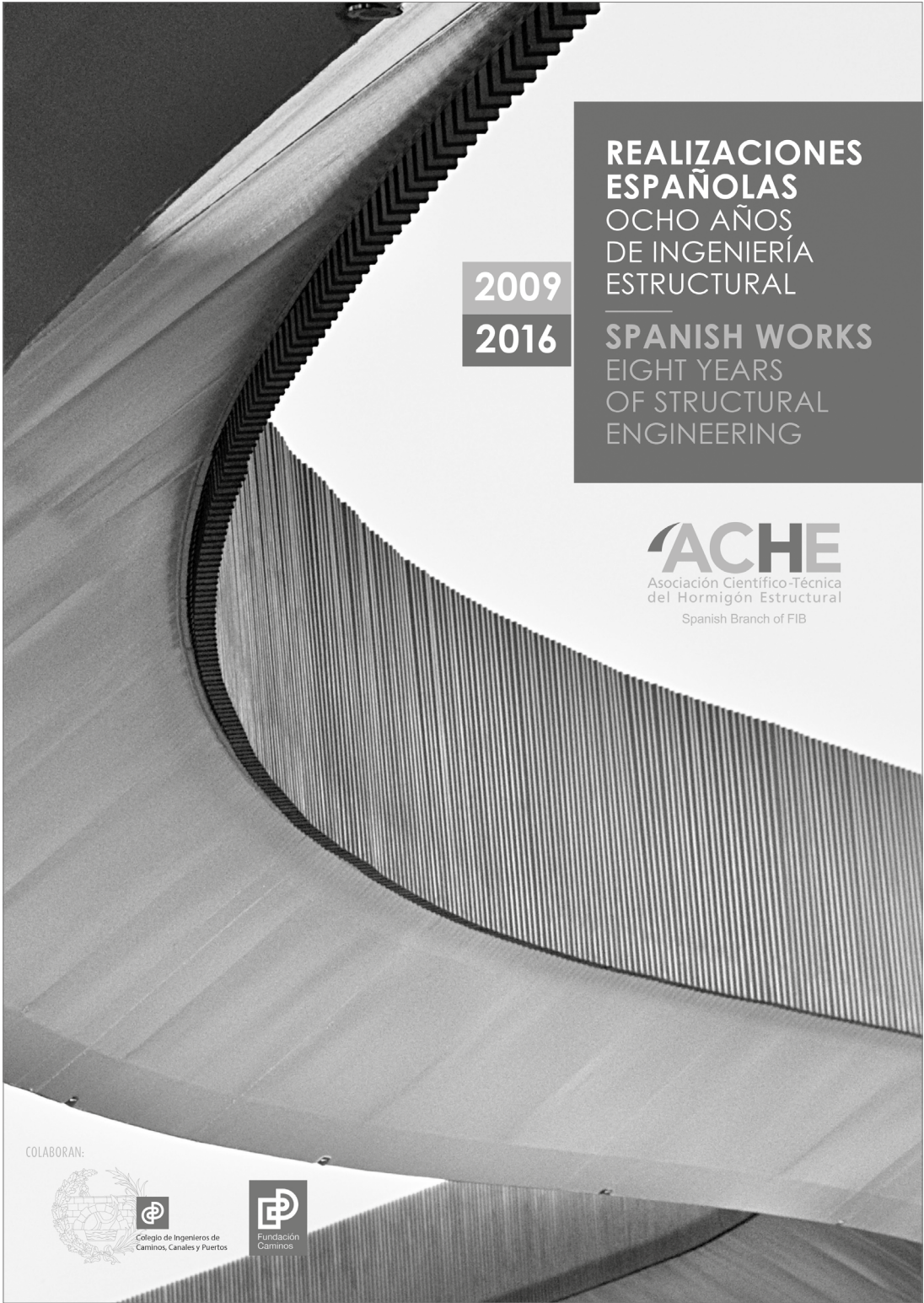
The complexity of this prototype has been deliberately limited due to time and resources. It would be useful to understand what advantages could be achieved by studying other spatial tessellations instead of the classical tetrahedron/octahedron layout or by applying this structural typology not only to slabs but to shell geometries.

Acknowledgements

We thank Guillaume Galpin, Gabriel Thivillier, Vincent Loisy and Eugène Hortefeux, students at Université Grenoble-Alpes, civil engineering department, who assembled and tested the prototype as part of their final year study project

References

- [1] Makowski, Z.S. (1965). *Steel Space Structures*. London: Michael Joseph.
- [2] Subramanian, N. (1999). *Principles of space structures*. New Delhi: Wheeler.
- [3] Makowski, Z.S. (2002). Development of jointing systems for modular prefabricated steel space structures. Paper presented at the meeting Lightweight Structures In Civil Engineering. Warsaw, Poland, June 24–28
- [4] Stephan, S., Sánchez-Álvarez, J. & Knebel, K. (2004). Reticulated structures on free-form surfaces. *Stahlbau* 73(8), 562–72.
- [5] Baverel, O., Chalas, P., Richefeu, V. & Hivin, G. (2018). Proposal for a low tech wooden space truss. Paper presented at the annual meeting for International Association of Space Structures, Boston, United States, July 16–20.
- [6] Bell, A.G. (1903). Tetrahedral principle in kite structures. *National Geographic Magazine* 14(6), 219–251.
- [7] Jones, D.R., Perttunen, C.D. & Stuckman, B.E. (1993). Lipschitzian optimization without the Lipschitz constant. *Journal of optimization Theory and Applications*, 79(1), 157–181.



2009

2016

**REALIZACIONES
ESPAÑOLAS**
OCHO AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

SPANISH WORKS
EIGHT YEARS
OF STRUCTURAL
ENGINEERING

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

COLABORAN:



Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



Fundación
Caminos

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE

Tel.: 91 336 66 98

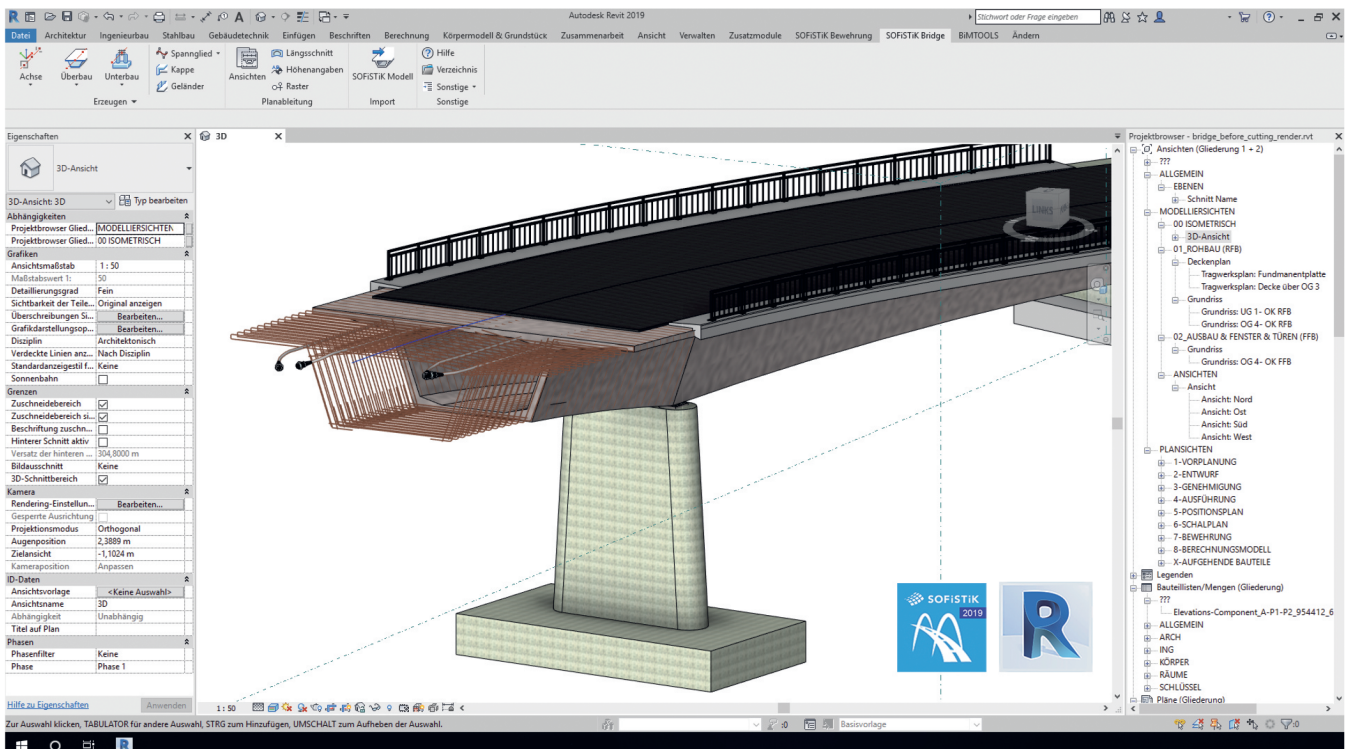
www.e-ache.com



Bridge + Infrastructure Modeler para Autodesk® Revit®



- Crea modelos de puentes 3D en Autodesk® Revit® parametrizados para ejes, superestructura, subestructura, parapetos y barandillas.
- Ejes de puentes en 3D utilizando información de alineación, archivos externos importados (por ejemplo, LandXML) o una tabla con coordenadas.
- Creación de tendones definidos por el usuario.
- Familias genéricas para super/subestructuras, fácilmente modificables.
- Familias creadas desde cero para cumplir con estándares locales.
- Generación automática de vistas de sección, vistas superiores y secciones longitudinales para detallar y documentar sus estructuras.



VIII CONGRESO DE

ACHE

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

| SANTANDER