ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

enero-abril 2015 | volumen 66 - número 275

ELSEVIER

www.elsevierciencia.com/hya

Viaducto Gilberto Borja Navarrete | México

Downloaded from www.e-ache.com el 07/11/2025

Un viaducto
o cómo llegar puntual a la reunión.

Viaducto de Almonte

En **FCC Construcción** trabajamos para personas como **Miguel**, facilitando el transporte diario de la gente. En nuestra larga historia, llevamos más de 100 años construyendo puentes de todas las tipologías y sistemas constructivos actuales con la más esmerada técnica. Entre sus estructuras singulares, destaca la construcción del segundo viaducto más alto del mundo, el viaducto Gilberto Borja Navarrete (México); el segundo viaducto más alto de Europa, el viaducto de El Corgo (Portugal) y el viaducto ferroviario récord mundial en su tipología, el Viaducto sobre el río Almonte (España).

Situado en la conexión ferroviaria de Alta Velocidad Madrid-Extremadura, el viaducto de Almonte cruza el río Amonte en su desembocadura en el embalse de Alcántara (Cáceres) y tiene una longitud total de 996 metros. El tramo central tiene un arco de hormigón de 384 metros de luz que será récord mundial tras su finalización.

www.fcc.es
www.fccco.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Foto de portada: Viaducto Gilberto Borja Navarrete | México

HORMIGÓN y ACERO

enero - abril 2015 | volumen 66 – número 275

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Luis Mª Ortega Basagoiti (Retineo, Madrid)*

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (Ines Ingenieros, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

Vocales:

Jorge Aparicio García Andrés (Ingeturarte, Madrid)
Ángel Arteaga Iriarte (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Ángel Castillo Talavera (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Antoni Cladera Bohigas (Universidad de las Islas Baleares, Palma)
David Fernández Montes (Ets Ingeniería Civil - UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
Pedro Miguel Sosa (Etsi Caminos - UPV, Valencia)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)*
Bernardo Perepérez Ventura (Ets de Arquitectura - UPV, Valencia)
Alejandro Pérez Caldentey (Fhecor, Madrid)
Carlos Pozo Moya (Ginprosa Ingeniería, Madrid)
Gonzalo Ruiz López (Etsi Caminos - UCLM, Ciudad Real)
Álvaro Serrano Corral (MC2 Estudio de Ingeniería, Madrid)
Carlos Villagrá 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 - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Mª Carmen Andrade Perdrix (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Gustavo Ayala Milián (Instituto de Ingeniería - UNAM, México)
Alex Barbat Barbat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento, Madrid)
Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, Guimarães, Portugal)
Luis Fernández Luco (Universidad de Buenos Aires, Argentina)
Miguel Fernández Ruiz (École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiza)
Jaime Carlos Gálvez Ruiz (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid)
Paulo R. L. Helene (Universidade de São Paulo, Brasil)
José Antonio Llombart Jaques (Eipsa, Madrid)
Antonio Marí Bernat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán, Madrid)
Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Córdoba, Argentina)
António Reis (IST - Universidade Técnica de Lisboa, Portugal)
Jesús Rodríguez Santiago (Ets de arquitectura, UPM, Madrid)
José Manuel Roesset (Texas A&M University, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Terán (Imperial College London, Reino Unido)
Juan Sagaseta Albajar (University of Surrey, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Reino Unido)
José Mª 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.e-ache.com

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

ACHE

Etsi Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - www.e-ache.com

© 2015 ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

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

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

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

Ni Elsevier ni la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material.

Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.

ELSEVIER

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

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

ISSN 0439-5689
Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.elsevierciencia.com/hya

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

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

Suscripciones y atención al cliente
Elsevier España, S.L.U. Travesera de Gracia, 17-21, 08021 Barcelona (España)
Teléfono: 902888740
Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Depósito legal: B-8709-2014

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

enero-abril 2015 | volumen 66 - número 275
january-april 2015 | volume 66 - number 275

SUMARIO | CONTENTS

Viaducto Gilberto Borja Navarrete
Gilberto Borja Navarrete Viaduct
David Arribas Mazarracín, José Ignacio González Esteban, José María Pérez Casas, Pablo Bernal Sahún 1

Pasarela de hormigón de muy alto rendimiento sobre el Barranco de las Ovejas (Alicante)
Ultra-high-performance fibre-reinforced concrete footbridge over the Ovejas Ravine (Alicante)
Pedro Serna, Juan Ángel López, Hugo Coll, Esteban Camacho, Juan Navarro-Gregori, Fernando Galán 23

Pasarela en la Ronda de la Bahía de Santander
Footbridge over the Ronda de la Bahia Road, Santander
Roberto Revilla Angulo, Patricia Olazabal Herrero, Marcos J. Pantaleón Prieto 43

El Centro de Diseño de Barcelona
The Barcelona Design Centre
Ricardo Llago Acero, Patricia García Rodríguez 55

«El Carrizo»: construcción con lanzadoras de un tablero atirantado por avance en voladizo
"El Carrizo" bridge – Cantilever construction of a cable-stayed bridge deck using launching girders
Nicolas Trotin, Patrick Ladret, Sergio del Olmo 69

Otras informaciones

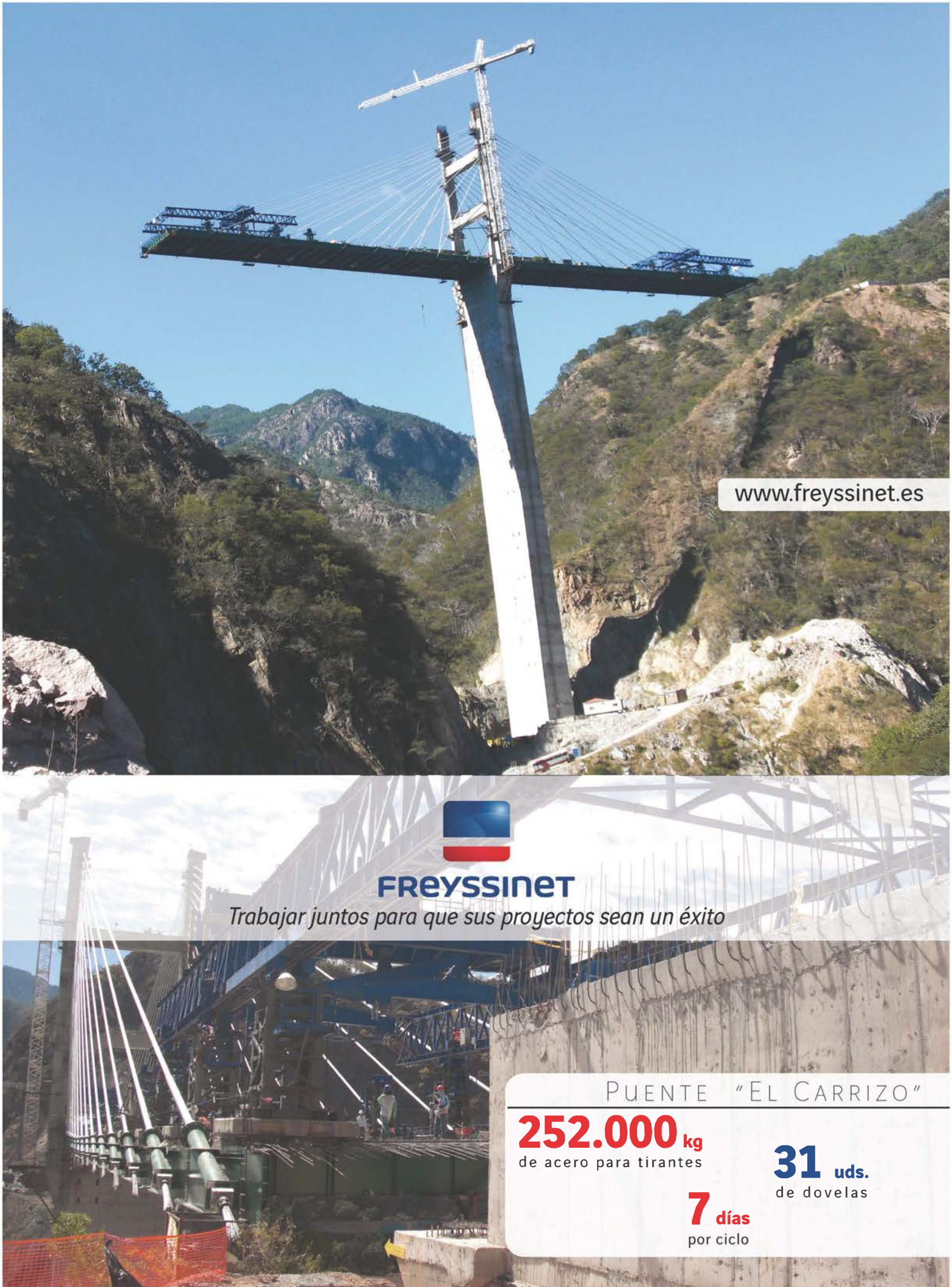
El aumento de temperatura del hormigón durante los primeros días a partir del vertido. 84

Eurocódigos Estructurales:

Ejemplo 4: Cortante en muro de contención sin armadura según EN 1992-1-1 I

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid.
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - www.e-ache.com

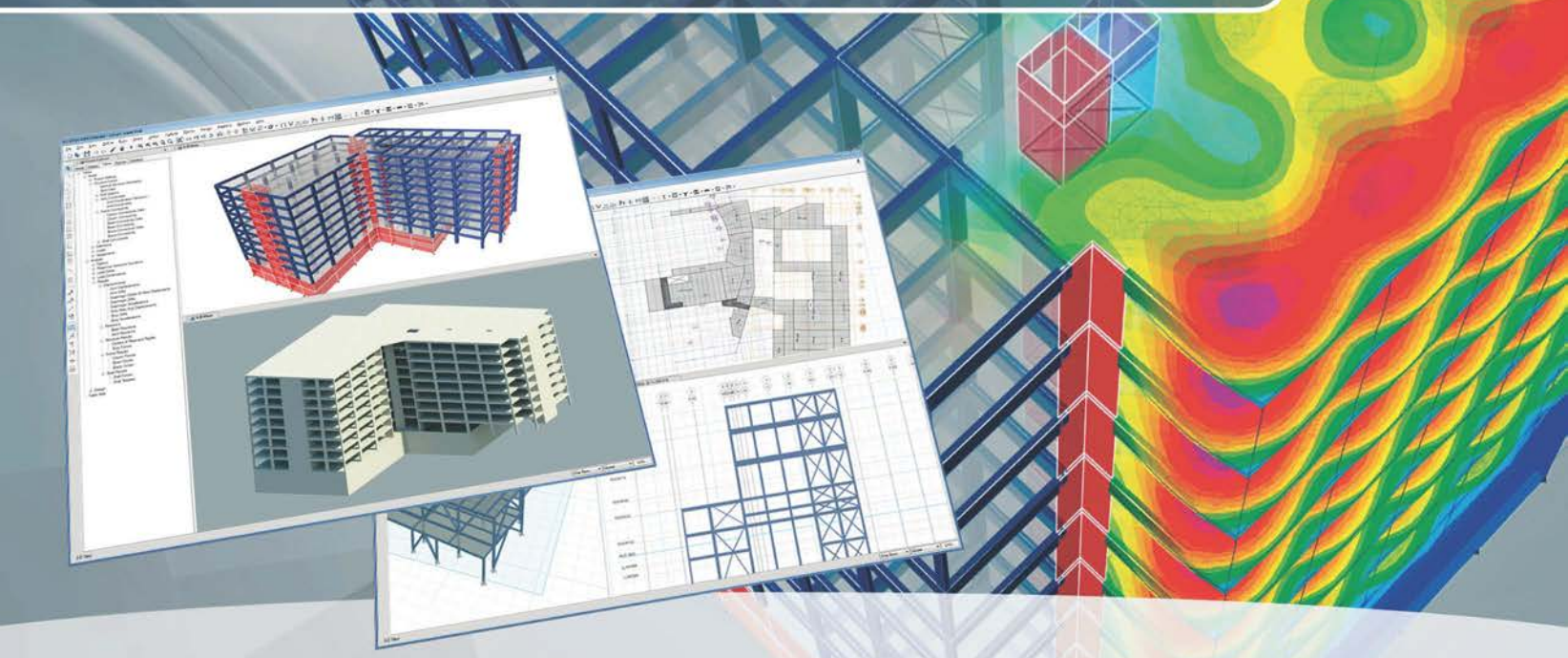
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

ETABS® + SAFE® + CSI REVIT LINK

MODELADO, CÁLCULO, DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE ESTRUTURAS INTEGRADOS EN UNA PLATAFORMA BIM



FIABILIDAD Y ROBUSTEZ DEL MISMO MOTOR DE CÁLCULO UTILIZADO EN SAP2000, DESARROLLADO Y AMPLIADO A LO LARGO DE MÁS DE 40 AÑOS

- Análisis no lineal geométrico y de material
- Elementos sólidos, barra, pretensados, catenaria y elementos shell no lineales
- Elementos específicos para modelizar comportamientos de contacto, rigidez multilineal, fricción, comportamiento histerético y aisladores de base
- Excelencia en análisis dinámicos, proceso constructivo, pretensado y secuencia de análisis
- Solvers de 32 y 64 bits con algoritmos de factorización de matrices rápidos y eficientes para modelos de grandes dimensiones

DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE ESTRUCTURAS

- Dimensionamiento a través de las normativas Europeas, Americanas, Canadienses, Turcas, Indias, Chinas, y otras
- Dimensionamiento de estructuras metálicas, de hormigón, mixtas y pretensadas
- Dimensionamiento de cimentaciones, vigas de cimentación, pilotes, encepados, zapatas irregulares de núcleos, pilares, pilares mixtos, vigas, vigas mixtas, núcleos, losas incluyendo comprobaciones de punzonamiento
- Visualización del ancho de fisuras de acuerdo a Eurocódigo 2
- Dimensionamiento con los Eurocódigos 2, 3, 4 y 8, incluyendo las comprobaciones de capacidad resistente del nudo viga-pilar
- Detalle de vigas, pilares, losas, núcleos y zapatas de hormigón armado
- Gráficos de respuesta global de la estructura como desplazamientos relativos entre pisos, centros de rigidez y de massa, acciones laterales automáticas de sismo y viento, fuerzas de cortante por piso, y otros

MODELAR, CALCULAR, DIMENSIONAR, DETALLAR, IMPORTAR Y EXPORTAR ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS CON RAPIDEZ

- Programa de elementos finitos con el motor de cálculo del SAP2000, enfocado para edificios, pero con gran flexibilidad para modelizar cualquiera estructura
- Contacto directo y continuo con los conceptos numéricos más complejos asociados al proceso de modelado
- Definición geométrica en AutoCAD, IFC o Revit, para construcción del modelo estructural, a través de sencillas operaciones
- Macro objetos estructurales como núcleos, losas, muros, pilares, vigas, vigas mixtas, huecos u otros elementos, especialmente preparados para el diseño rápido de edificios
- Generación automática de mallado para toda la estructura
- Losas postensadas, ancho de fisuras y estados limites de servicio
- Efectos de retracción, fluencia y envejecimiento
- Modelado de cimentaciones y contacto no lineal con el suelo
- Gran versatilidad en obtener esfuerzos en núcleos/muros de hormigón y realizar el respectivo dimensionamiento
- Reportes de cálculo e imágenes dinámicos

INTEROPERABILIDAD CON OTROS PROGRAMAS Y FORMATOS. ALGUNOS EJEMPLOS

- Edición interactiva del modelo a través del Excel y archivos de texto
- Exportación e importación de archivos AutoCAD
- Exportación e importación incremental de modelos Revit a través del plugin CSi Revit Link
- Exportación e importación de archivos IFC

OTRAS HERRAMIENTAS AVANZADAS

- Acceso a través del API para creación de pre y pos-procesadores

Calle del mediodía grande, 18 • Local Bajo Exterior • 28005 Madrid
T: +34 669 725 257 • +351 211 957 023
E: general@csiespana.com • ventas@csiespana.com
W: www.csiespana.com

CSi COMPUTERS & STRUCTURES, INC SPAIN
www.csiespana.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

ARENAS & ASOCIADOS, INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.
C/ Hernán Cortés, 19 - 1° Dcha
39003 SANTANDER

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
C/ Gran Capitá, 2-4. Edifici Nexus
08034 BARCELONA

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

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

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

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

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

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

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

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

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

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
C/ Acanto, 24 - 4°
28045 MADRID

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

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

HILTI ESPAÑOLA, 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 - 2°
28003 MADRID

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

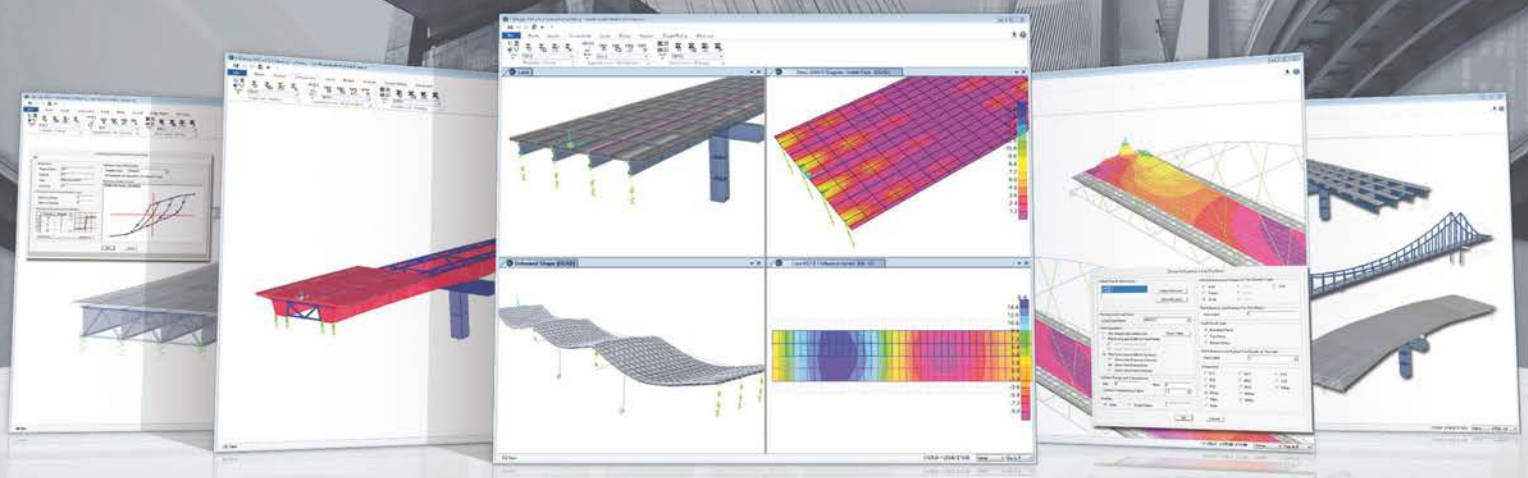
Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha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

ANEFHOP
armatek SISTEMA CONSTRUCTIVO
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.
AEFACER ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE ARMADURAS PARA HORMIGÓN
BASF We create chemistry
BIS CONSULTORS ARQUITECTES
CALTER Ingeniería
COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
eptisa
ESTEYCO
ferrovial agroman
FH INGENIEROS FERNANDEZ Y HERNANDEZ INGENIEROS, S.L.L.
FORMIGONS GIRONA, S.A.
FREYSSINET SUSTAINABLE TECHNOLOGY
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
GRACE
MAPEI
ines ingenieros consultores
idom
itc GRUPO ATISAE INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION S.A.
incosa
INTEMAC
JULIÁN ARUMÍ, S.L. PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
MeKano4 MK4
OHL
PACADAR
PERI ENCOFRADOS ANDAMIOS
Pujol Prefabricados de Hormigón
prevalesa PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
PROES
RETINEO
REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON
Siegrist y Moreno S.L.
split
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
ULMA
VSL

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

CSiBRIDGE®

UNO DE LOS PROGRAMAS MÁS VERSÁTILES Y PRODUCTIVOS DISPONIBLES EN EL MERCADO PARA MODELADO, CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES



VERSATILIDAD EN EL MODELADO, CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE TODOS LOS TIPOS DE PUENTES

- Programa de elementos finitos con el motor de cálculo del SAP2000, enfocado en puentes, pero con gran flexibilidad para modelizar cualquiera estructura
- Tiene disponible todas las opciones generalmente utilizadas en SAP2000, además de los menús dedicados a los puentes
- Modelos de análisis con recurso a todos los elementos de SAP2000, proporcionando al ingeniero transparencia y robustez
- Posibilidad de editar de forma totalmente genérica los modelos generados paramétricamente y de acrecentar cualquier elemento finito u otros elementos adicionales
- Contacto directo con los conceptos numéricos más complejos asociados al modelado
- Un único modelo para todos los análisis y elementos estructurales (subestructura, superestructura, aparatos de apoyo y cimentaciones)
- Generación de modelos de barras, shell o sólidos a partir de las mismas definiciones paramétricas
- Adaptación automática de los trazados de postensado a los layouts de las almas del tablero
- Generación automática de mallas para toda la superestructura
- Plantillas para puentes de voladizos sucesivos y puentes colgantes
- Gran versatilidad en la caracterización de los esfuerzos globales en puentes modelados con elementos shell y sólidos, y en el proceso de dimensionamiento de la superestructura
- Introducción de cargas paramétricas independientes de los elementos finitos
- Biblioteca de vehículos basada en varias normativas internacionales para generación de cargas móviles
- Cálculo de superficies de influencia en carriles para obtener las respuestas más desfavorables
- Cálculo automático de la fuerza centrífuga y fuerza de frenado/aceleración
- Variaciones paramétricas de acciones y geometría de la sección transversal del tablero a lo largo de los vanos
- Bridge Wizard para consulta y edición rápida de todas las propiedades paramétricas del puente

FIABILIDAD Y ROBUSTEZ DEL MISMO MOTOR DE CÁLCULO UTILIZADO EN SAP2000, DESARROLLADO Y AMPLIADO A LO LARGO DE MÁS DE 40 AÑOS

- Análisis no lineal geométrico y de material
- Materiales con comportamientos reológicos, como la fluencia, retracción, envejecimiento y relajación
- Elementos sólidos, barra, pretensados, catenaria y elementos shell no lineales
- Elementos específicos para modelizar comportamientos de contacto, rigidez multi-linear, fricción, comportamiento histerético y aisladores de base
- Excelencia en análisis dinámicos, secuencia constructiva, pretensado y secuencia de análisis
- Solvers de 32 y 64 bits con algoritmos de factorización de matrices rápidos y eficientes para modelos de grandes dimensiones

INTEROPERABILIDAD CON OTROS PROGRAMAS Y FORMATOS. ALGUNOS EJEMPLOS

- Edición interactiva del modelo a través del Excel y archivos de texto
- Exportación e importación de archivos AutoCAD
- Exportación e importación de archivos IFC
- Importación y cálculo de modelos elaborados en SAP2000
- Exportación de reportes de cálculo para Word

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA

- Dimensionamiento de la superestructura a través de las normativas Americanas, Europeas, Canadienses, Rusas, Indias, y otras
- Generación de combinaciones automáticas basadas en las normativas utilizadas para dimensionamiento

OTRAS HERRAMIENTAS AVANZADAS

- Optimizador estructural para determinación de las acciones óptimas en la estructura en función de la respuesta deseada
- Acceso a través del API para creación de pre y pos-procesadores

Calle del mediodía grande, 18 • Local Bajo Exterior • 28005 Madrid
T: +34 669 725 257 • +351 211 957 023
E: general@csiespana.com • ventas@csiespana.com
W: www.csiespana.com

CSi COMPUTERS & STRUCTURES, INC SPAIN
www.csiespana.com

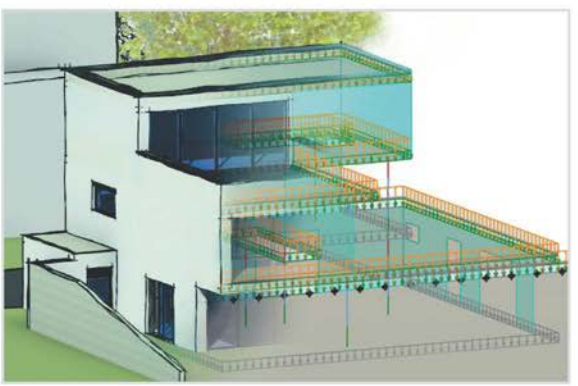
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

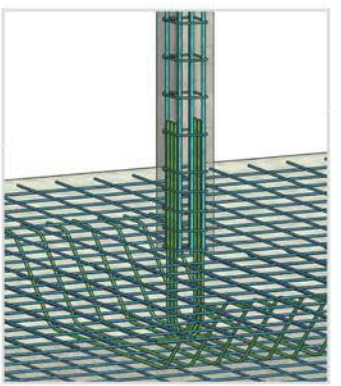
SOFiSTiK

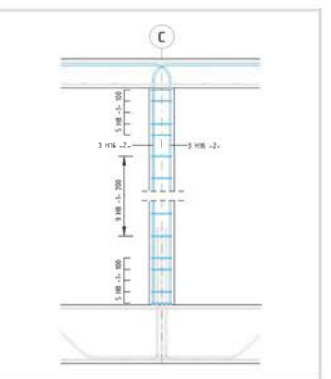
Productos BIM para AUTODESK® Revit®:

Desde el Modelo 3D hasta los Planos de Armado en 2D

Modelo Arquitectónico → Modelo Estructural → Modelo Armado 3D → Planos Armado 2D







CALTER Ingeniería
www.calter.es

www.sofistik.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(275):1–21
www.e-ache.com

Original

Viaducto Gilberto Borja Navarrete

Gilberto Borja Navarrete Viaduct

David Arribas Mazarracín[a,*], José Ignacio González Esteban[b], José María Pérez Casas[a] y Pablo Bernal Sahún[a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Puentes de FCC Construcción, España*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos*

Recibido el 6 de octubre de 2014; aceptado el 30 de enero de 2015
Disponible en Internet el 6 de agosto de 2015

Resumen

El viaducto Gilberto Borja Navarrete (anteriormente viaducto San Marcos), situado en el corredor México DF-Tuxpan, permite el cruce del cañón del río San Marcos. Es una estructura singular, tanto por su ubicación en plena Sierra Madre Oriental como por sus dimensiones. La pila 4, con una altura de 208 m, ha sido en el momento de su construcción la pila más alta del mundo en un puente construido por voladizos sucesivos
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: México; Pilas de gran altura; Pilotes; Sección cajón de hormigón postensado; Construcción por avance en voladizo

Abstract

The Gilberto Borja Navarrete Viaduct (previously San Marcos Viaduct) spans the River San Marcos in the Mexico City-Tuxpan corridor. It is a singular structure both for its location in Eastern Sierra Madre and its dimensions: at the time of construction, its pier 4, which towers 208 m over the foot of the valley, was the tallest ever built in a balanced cantilever bridge.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Mexico; Tall piers; Piles; Post-tensioned concrete box girder; Balanced cantilever construction

1. Introducción

1.1. El corredor

En la actualidad, con el fin de completar una red de autopistas que vertebre las comunicaciones por carretera comunicando los distintos estados, México está llevando a cabo un ambicioso plan de construcción de autopistas mediante distintos esquemas de asociación público-privada. Con el fin de conectar la capital de México con la costa atlántica e impulsar el desarrollo de la zona central de la costa del Golfo de México están en construcción varios tramos de autopista en el corredor entre México DF y la ciudad de Tuxpan, en el Golfo de México.

En este corredor, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) ha adjudicado en concesión el tramo Nuevo Necaxa-Ávila Camacho, en el noreste del estado de Puebla (fig. 1), a la asociación de empresas AUNETI, compuesta por la empresa española Globalvía y la mexicana ICA. Este tramo, de 36 km, atraviesa la Sierra Madre Oriental en una zona muy abrupta, descendiendo desde la altiplanicie central hasta la llanura litoral.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: darribas@fcc.es (D. Arribas Mazarracín).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.01.002
0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 1. Localización de la obra.

El proyecto y la construcción fueron adjudicados a la asociación de empresas CONNET, asociación de la empresa española FCC Construcción y de la mexicana ICA.

1.2. La autopista

El tramo, con una longitud de 36 km, atraviesa la Sierra Madre Oriental, una región muy montañosa con grandes dificultades orográficas y enclavada en un denso bosque tropical. Para poder atravesarla se han requerido 6 túneles y 12 viaductos. Varias de las pilas de los viaductos del tramo tienen alturas superiores a los 100 m.

1.3. El valle

El obstáculo geográfico más importante que se encuentra la autopista es el cruce del valle del río San Marcos, que se resuelve con el viaducto Gilberto Borja Navarrete (figs. 2 y 3). Se trata de un valle profundo con desniveles de hasta 800 m entre las cimas y el río, con laderas de pendientes próximas a los 45°; en ambas márgenes del valle el trazado de la autopista discurre a media ladera con una pendiente del 5,8% a lo largo de varios kilómetros. El cruce del río se realiza en un meandro, lo que ha permitido salvarlo minimizando los movimientos de tierras en los accesos al viaducto.

Figura 2. Vista general del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 3. Vista general del puente.

1.4. Trazado

El trazado en la zona del cruce es curvo en planta, con un radio constante de 1.150 m; en alzado se sitúa en una rampa del 5,8%, a una altura entre 254 y 205 m sobre la cota del cauce, y el peralte es constante del 5,2%.

El ancho de la plataforma es de 17,6 m, con 2 calzadas de 2 carriles de 3,5 m, arcenes de 1,0 y 0,5 m y barrera en mediana de 0,6 m; las barreras exteriores son rígidas, de hormigón.

El trazado definitivo es el resultado de un estudio de optimización en el que los condicionantes principales venían determinados por la necesidad de ajustar el trazado, ya que al desarrollarse principalmente a media ladera, con pendientes próximas a los 45°, cualquier modificación para mejorar el viaducto originaba desmontes o terraplenes de gran altura. El reducido radio de curvatura complicaba la utilización de luces importantes, pero no pudo aumentarse por las razones anteriormente indicadas.

2. Diseño formal

2.1. Estudio de soluciones

En la fase de estudio de soluciones se estudiaron soluciones atirantadas, tableros viga metálicos empujados y tableros construidos mediante avance en voladizo.

Las luces máximas que se analizaron venían limitadas a unos 250 m a causa de la flecha transversal originada por el reducido radio de curvatura en planta. Por otra parte, la existencia del río y de una pared vertical en la roca de unos 40 m de altura, en el pie de la ladera del lado Tuxpan, obligaba a una luz como mínimo de 180 m para salvar ambos elementos, condicionando la posición de la pila central a una situación cercana al cauce con un altura superior a los 200 m de altura.

La curvatura del trazado impedía la utilización de soluciones en arco, y la limitación de la luz máxima, unida a la curvatura del tablero y la existencia de pilas muy altas, hacía que las soluciones de tablero atirantado no fueran competitivas, por lo que el estudio se centró en soluciones de tablero en viga continua.

Debido a la situación del viaducto en un valle muy poco accesible y a las dificultades constructivas por las grandes dimensiones del mismo, ha habido que cuidar los aspectos constructivos del puente durante la fase de diseño.

2.2. Tipologías estudiadas

Dentro de las soluciones, como viga continua, había que estudiar soluciones en las que la construcción del tablero se independizara del suelo y en un rango de luces que quedaba fuera del alcance de la ejecución por cimbra. Por eso se estudiaron dos familias de soluciones:

- Soluciones de tableros empujados: estas soluciones se plantearon con tablero mixto y con luces en torno de los 100 m.
- Soluciones de tableros construidos por avance en voladizo: estas soluciones se plantearon en hormigón y con dovelas in situ, ya que soluciones metálicas o prefabricadas de hormigón no eran posibles, pues hubiera sido necesario acceder con las dovelas por las laderas, lo cual no era posible. Esta familia de soluciones se estudió con un rango de luces entre 135 y 220 m.

De este estudio resultó que las soluciones más interesantes desde el punto de vista económico fueron las de avance en voladizo, por lo que fueron las que se desarrollaron más en detalle.

2.3. Luces y tipología de pilas

Como se ha indicado anteriormente, la topografía de la ladera del lado Tuxpan determinaba la posición de una de las pilas (pila 5 de la solución final), lo que, unido a la limitación de la luz máxima, obligaba a la existencia de una pila en el fondo del valle con una altura de unos 200 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

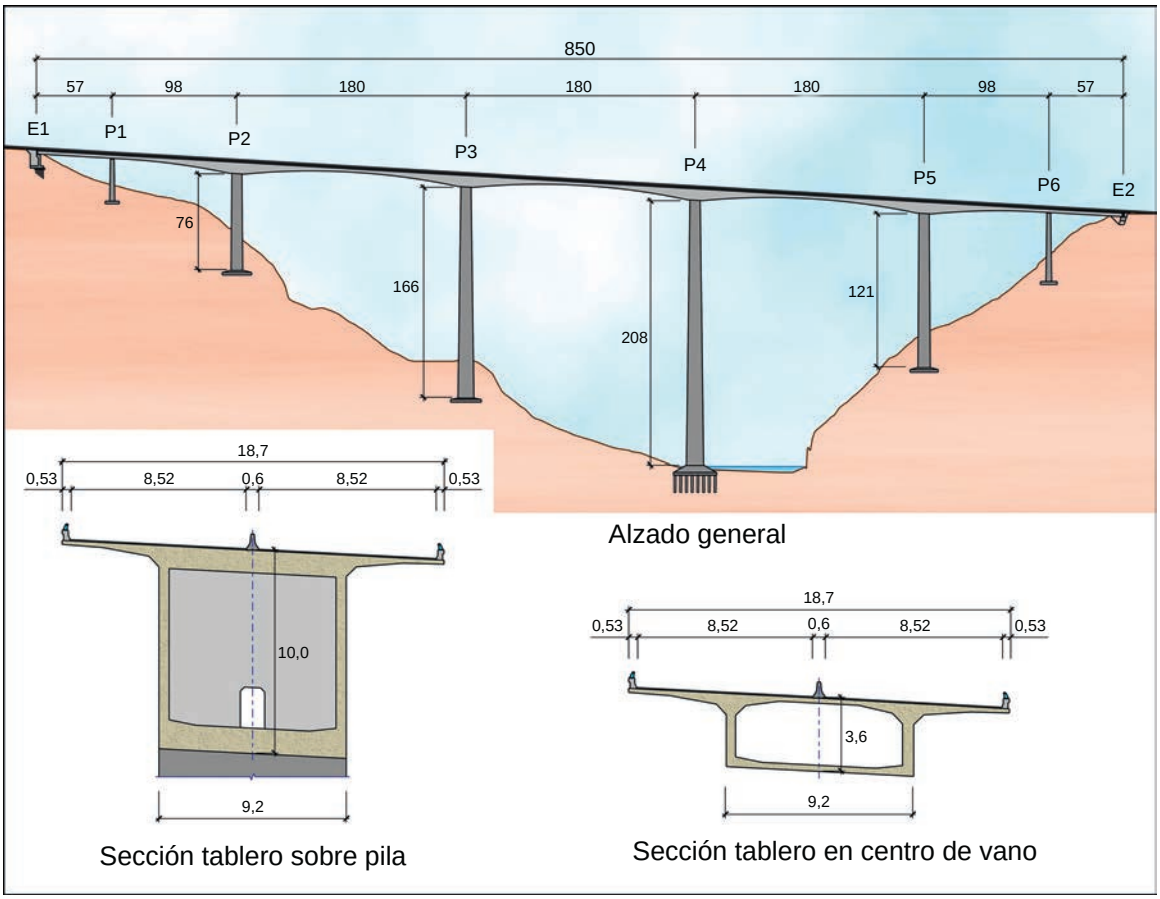


Figura 4. Esquema del puente. Alzado y secciones transversales.

Teniendo en cuenta estos condicionantes se analizaron distintas luces con la premisa de mantener por facilidad de ejecución los vanos centrales de la misma luz, resultando la solución con luces de 180 m como la mejor alternativa.

La solución definitiva consistió en un viaducto de 850 m de longitud, con vanos de 57, 98, 3×180, 98 y 57 m. La zona central, correspondiente a los vanos de 98 y 180 m, se construyó mediante avance en voladizo desde las 4 pilas intermedias. Los tramos laterales, constituidos por los vanos extremos más un voladizo de 6,5 m en los vanos adyacentes, se construyeron sobre cimbra porticada (fig. 4).

Las alturas de las 6 pilas son de 33, 76, 166, 208, 121 y 54 m. Por una parte, debido a la gran altura de la estructura, las acciones horizontales originan esfuerzos muy importantes; por otra parte, al ser las pilas de alturas muy diferentes, las pilas de menor altura tienden a resistir una gran parte de las acciones horizontales, lo que hace que se originen esfuerzos muy elevados en ellas. Para lograr una solución razonable para los esfuerzos en cada pila se analizaron distintas soluciones estructurales y de conexión con el tablero para cada una de las pilas.

Debido a su altura, las pilas situadas en el centro del valle deben tener una rigidez elevada, especialmente en la fase de construcción, en la que su funcionamiento es como ménsula libre, por lo que se proyectaron en sección cajón empotradas en el tablero. Debido a la longitud del viaducto, las pilas extremas (1 y 6) tienen apoyos de neopreno-teflón deslizantes guiados longitudinalmente, siendo mucho más esbeltas que las centrales para evitar esfuerzos elevados bajo la acción de las acciones horizontales transversales. Los apoyos de los estribos tienen la misma tipología que los de las pilas 1 y 6.

La altura de la pila 2 es muy inferior a la del resto de las pilas principales, por lo que bajo la acción de las acciones horizontales se generan en ella esfuerzos elevados. Con el fin de evitar estos esfuerzos, se tantearon distintas soluciones:

- Apoyo superior mediante aparatos de neopreno. Esta solución exigía un empotramiento provisional durante construcción y permitía reducir mucho los esfuerzos en la pila, pero tenía como contrapartida un incremento muy importante de los esfuerzos en el resto de las pilas, ya que la totalidad de las acciones horizontales pasaba a resistirse prácticamente por las 3 pilas más altas; el incremento era especialmente importante en la pila 5.
- Diseño de la pila 2 con doble tabique. Esta solución permitía reducir de forma importante los esfuerzos longitudinales, pero mantenía una rigidez transversal elevada, produciéndose esfuerzos importantes sobre una sección que tenía poca capacidad para resistirlos.Hay que tener en cuenta que, debido a la longitud y a la curvatura del viaducto, las acciones longitudinales (acciones reológicas, viento y sismo) originan en las pilas 2 y 5 esfuerzos transversales elevados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

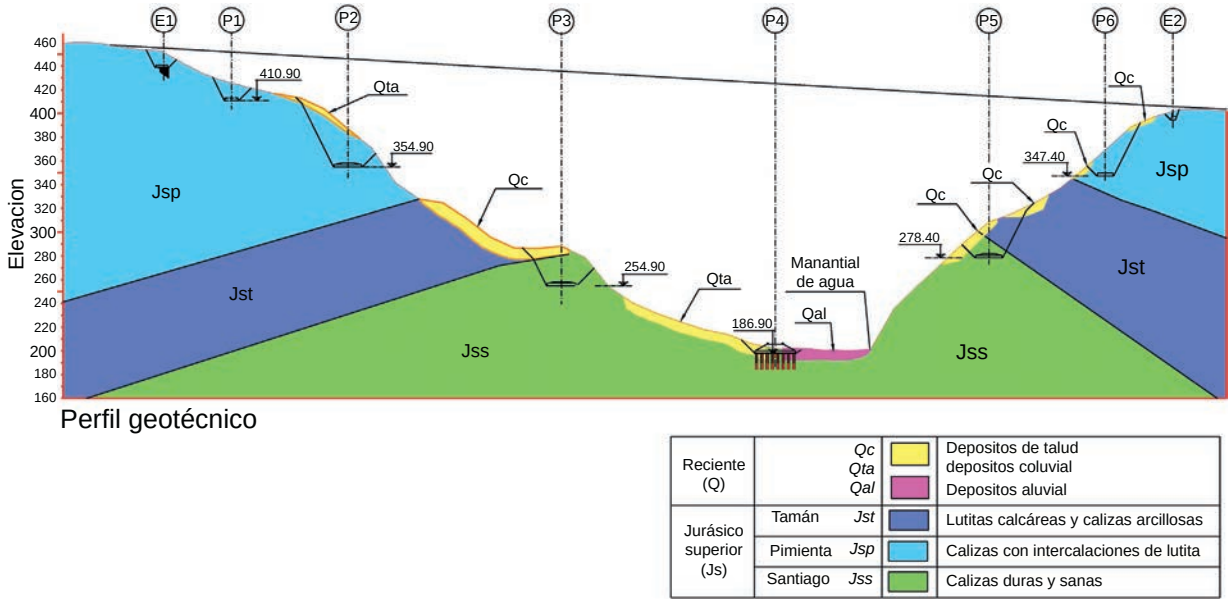


Figura 5. Perfil geotécnico.

- Sección cajón optimizando las rigideces de las pilas. Este fue el diseño finalmente adoptado. Consiste en diseñar las 4 pilas principales empotradas al tablero, con secciones cajón variable en las 2 direcciones, optimizando las leyes de variación de la sección transversal en cada una de las pilas para encontrar unas rigideces relativas adecuadas que garanticen una colaboración óptima de las pilas más bajas (pilas 2 y 5). Esta optimización se buscó tanto en el funcionamiento global de la estructura como en las cuantías de armadura que resultan en todas las pilas en las distintas secciones.

3. Geología y geotecnia

El cañón del río San Marcos está enclavado en una formación caliza perteneciente al Jurásico superior. En la parte inferior aparece la facies Santiago, formada por calizas sanas; sobre esta se encuentra la facies Tamán, formada por lutitas calcáreas y calizas arcillosas, y en la parte alta aparece la facies Pimienta, formada por calizas con intercalaciones de lutita. En general la roca presenta una estratificación decimétrica (fig. 5).

En profundidad la roca está semifracturada, apareciendo fracturada y con una mayor alteración en los 7 a 12 m superficiales; en superficie aparece un suelo residual arcilloso con un espesor de 1 a 2 m.

En algunas zonas existen depósitos de talud formados por suelos residuales con espesores máximos de 10 m. En el lecho del río existe un depósito aluvial formado por bolos y arenas con un espesor aproximado de 10 m.

Las laderas presentan fuertes pendientes medias del orden de los 30° en el lado México DF y 45° en el lado Tuxpan, existiendo una pared casi vertical de 40 m de altura en la base de dicha ladera.

4. Diseño estructural

4.1. Pilas

Por su altura, las pilas son los elementos más singulares del viaducto y los que requirieron un mayor esfuerzo de diseño. Como se ha indicado anteriormente, son de sección cajón. El hormigón empleado en todas las pilas fue un HA-35.

En la zona central, las pilas 2 a 5 están empotradas en el tablero, teniendo en coronación una sección de 9,2 por 8,0 m y un espesor de tabiques de 0,6 m los frontales y de 0,5 m los laterales, siendo todas las dimensiones variables con la altura.

Las dimensiones de la pilas 3 y 4 aumentan con un talud de 1/50 en transversal y 1/75 en longitudinal, alcanzando en la pila 4, de 208 m de altura, una dimensión en la base de 17,53 por 13,55 m (fig. 6).

Las dimensiones de las pilas 2 y 5 aumentan con un talud de 1/50 en transversal y 1/150 en longitudinal para flexibilizar su comportamiento frente a acciones longitudinales, tal y como se ha explicado anteriormente (fig. 7).

En el encaje de las formas de las pilas también se tuvo presente su comportamiento frente a sismo, ya que no se quiso recurrir a utilizar la ductilidad de las pilas para reducir las acciones sísmicas. Los motivos fueron varios: no parecía operativo asumir la formación de rótulas plásticas durante un sismo y, por consiguiente, asumir unas reparaciones en unas pilas con unas alturas de más de 100 m. Además existían serias dudas de cómo se comportaría una rótula plástica en el arranque de una pila con las dimensiones como las existentes en el viaducto. Gracias a la altura de las pilas y al estudio de las formas de estas, se consiguió que la subestructura se comportara siempre en el rango elástico frente a la acción de sismo sin necesidad de elementos adicionales para aislar sísmicamente las pilas (amortiguadores,

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

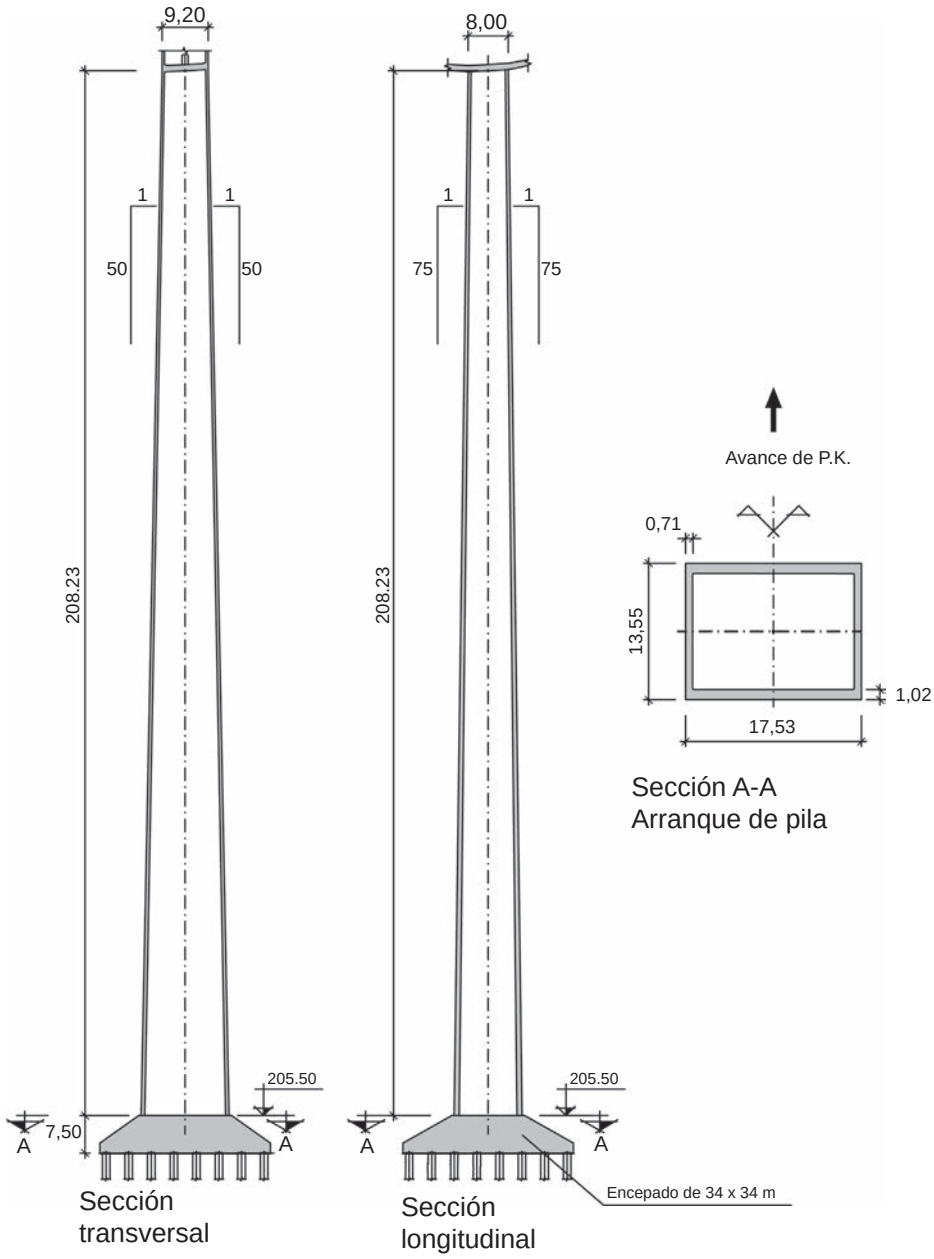


Figura 6. Formas de la pila 4.

etc.). Con este planteamiento se reduce el riesgo de reparaciones e intervenciones estructurales tras la acción de un sismo.

El espesor de los tabiques está condicionado por el pandeo local de las caras (abolladura), llegando a ser de 1,0 m en el arranque de la pila 4. Para el dimensionamiento del espesor de los tabiques se siguieron los criterios AASTHO [1], según los cuales la capacidad resistente a compresión del tabique de una pila rectangular hueca se debe penalizar para esbelteces transversales del tabique mayores de 1/15. En este caso la esbeltez se limitó a 1/16 para que no se viera penalizada en exceso su capacidad. Para evitar el pandeo local de los tabiques, en el proyecto se estudiaron otras alternativas, como la reducción de la longitud libre de inestabilidad mediante la realización de un diafragma transversal, solución que se desechó por las complicaciones que presentaba en el encofrado, o la rigidización de los tabiques mediante diafragmas o nervios horizontales, que se desecharon por dificultad constructiva.

4.2. Estribos

La tipología de estribos diseñada es de estribos cerrados. El estribo 1 tiene una altura de 15 m y presenta aletas en vuelta paralelas a los bordes de la calzada (fig. 8).

El estribo 2 es escalonado, con una altura máxima de 12 m. Al estar situado a media ladera, sus aletas son singulares, ya que la del lado derecho es una aleta en vuelta que se prolonga mediante un muro de tierra reforzada de 43 m de longitud, mientras que por el borde izquierdo solo existe una prolongación del muro

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

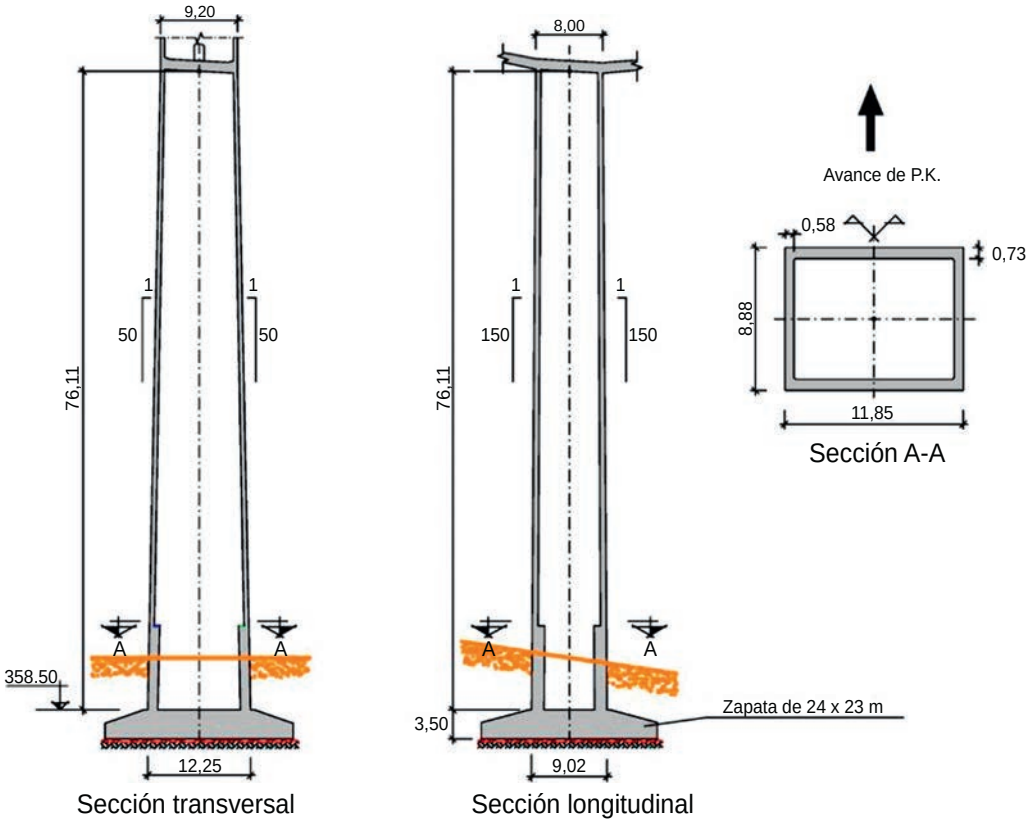


Figura 7. Formas de la pila 2.

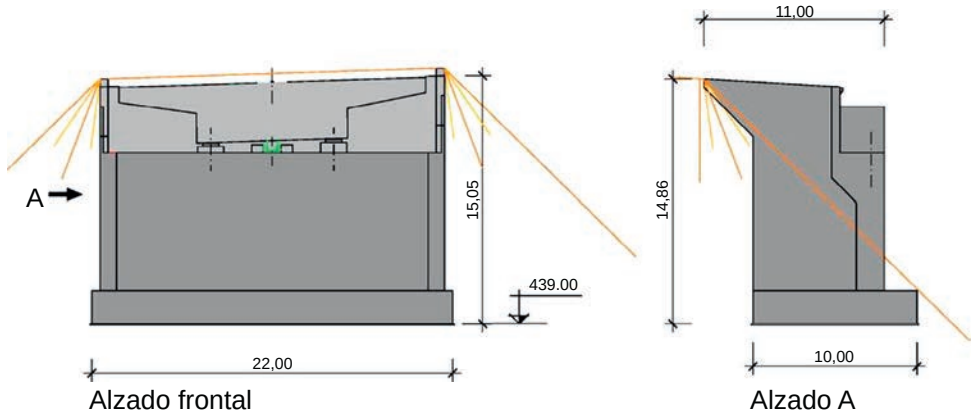


Figura 8. Formas del estribo 1.

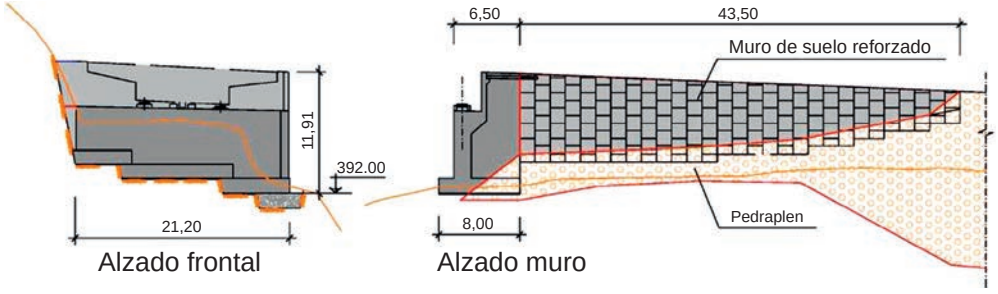


Figura 9. Formas del estribo 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

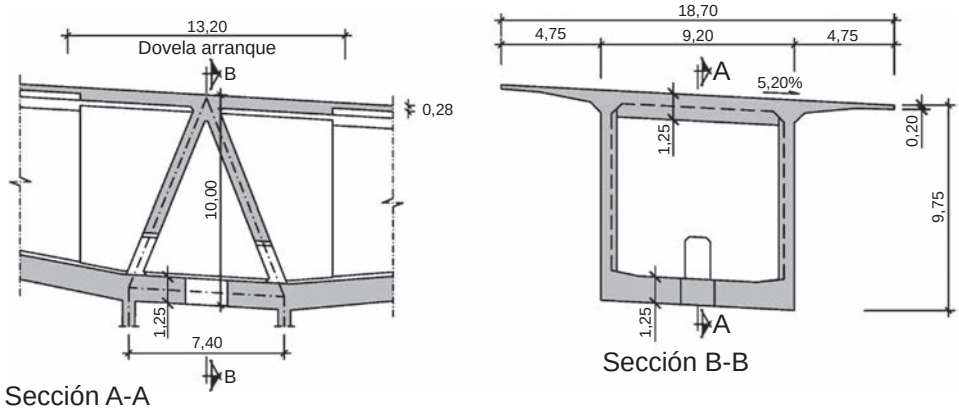


Figura 10. Detalle de la conexión entre el tablero y la pila.

frontal contra el desmonte y no es necesaria una aleta en vuelta (fig. 9).

4.3. Cimentaciones

Las cimentaciones de los estribos y de las pilas, salvo la pila 4, son directas en la roca.

Las pilas 1 y 6 están cimentadas en el estrato de calizas fracturadas con intercalaciones de lutita con una tensión cobaricéntrica admisible en ELS de 6 kg/cm^2. Las pilas 2, 3 y 5, correspondientes a los vanos principales, están cimentadas en el estrato de calizas semifracturadas con una tensión cobaricéntrica admisible en ELS de 10 kg/cm^2. Las mayores dimensiones las presenta la pila 5, con unas dimensiones en planta de 26 × 22 m y 3,5 m de canto. El hormigón de todas las zapatas es HA-25.

En la ubicación de la cimentación de la pila 4 aflora la roca fracturada en una cuarta parte de la superficie, mientras que en el resto aparece el aluvial formado por arenas y bolos con una profundidad máxima de 20 m. Se proyectó una cimentación profunda mediante 64 pilotes de 1,5 m de diámetro, con un encepado de 34 × 34 m de lado y 7,5 m de canto máximo. El hormigón de los pilotes es HA-25, y el del encepado, HA-30.

4.4. Tablero

El tablero es de hormigón HA-40, con sección cajón de canto variable con un ancho a nivel de calzada de 18,7 m, siendo continuo en todos sus 850 m de longitud. El canto máximo es de 10 m sobre pilas 2 a 5 y mínimo de 3,6 m en centros de vano, con variación parabólica del intradós. La anchura del cajón es de 9,2 m, con unos voladizos en la losa superior de 4,75 m. La elección de un canto generoso para las secciones sobre pila en los tramos ejecutados en voladizo (L/18) resultó en una reducción de las cuantías de pretensado longitudinal y armadura pasiva de cortante en el tablero. Estas proporciones sobre pila no penalizaron la línea general del tablero, ya que, dadas las dimensiones del viaducto, no se aprecia el incremento de canto.

Las almas tienen espesor constante de 0,5 m, y la losa inferior, canto variable entre 0,30 m y 1,25 m, para ajustarse a las necesidades de la cabeza de compresión en la zona de momentos negativos sobre pila.

El ancho del tablero a nivel de calzada es mayor de lo habitual para la solución de cajón único sin elementos de rigidización transversal, por lo que en el proyecto se realizó un análisis comparativo entre la sección sin rigidizar y la utilización de nervios transversales. Se concluyó que la solución sin vigas transversales era factible tanto desde el punto de vista del comportamiento estructural como desde el punto de vista de las cuantías de armadura pasiva, por lo que fue la solución elegida dadas las ventajas constructivas que presenta.

Un análisis detallado de la flexión transversal producida por los vehículos pesados mediante elementos finitos permitió una optimización de los distintos espesores, dejando las cuantías en 0,63 m^3 de hormigón por metro cuadrado de tablero para las zonas de canto constante 3,60 m, y 1,13 m^3 de hormigón por cada metro cuadrado de tablero como media en los vanos de canto variable entre 3,60 y 10,0 m. De este modo se consiguió optimizar el peso propio del tablero y, por lo tanto, mejorar el comportamiento general del puente frente a las flexiones longitudinales y reducir la acción del sismo.

En la conexión entre la coronación de las pilas y el tablero, en prolongación de las caras frontal y dorsal de las pilas, se proyectaron tabiques inclinados para mejorar la transmisión de esfuerzos entre dichas caras y las losas superior e inferior del tablero (fig. 10).

En los vanos principales el pretensado del tablero se sitúa en las losas superior e inferior, por lo que para evitar roturas de las losas por errores de ejecución (quiebros en las vainas en las juntas de construcción) en los 60 cm adyacentes a las juntas entre dovelas se han dispuesto horquillas junto a las vainas que cosen los posibles desgarros de la losa [2]. Adicionalmente, en los extremos de las dovelas de cierre de centro de vano se han proyectado rigidizadores transversales para ayudar a resistir los posibles esfuerzos locales que se producirían en la losa inferior, como consecuencia de un quiebro por una posible diferencia de cota entre los extremos de los voladizos a unir.

El pretensado superior de la zona ejecutada por avance en voladizo tiene el esquema habitual de los puentes de avance en voladizo en el cual cada pareja de dovelas se tesan con una familia tendones de postesado (en este caso 4 tendones). Estos tendones están en la losa superior y tienen un trazado en planta en el que discurren rectos hasta la zona en la que se deben anclar,

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

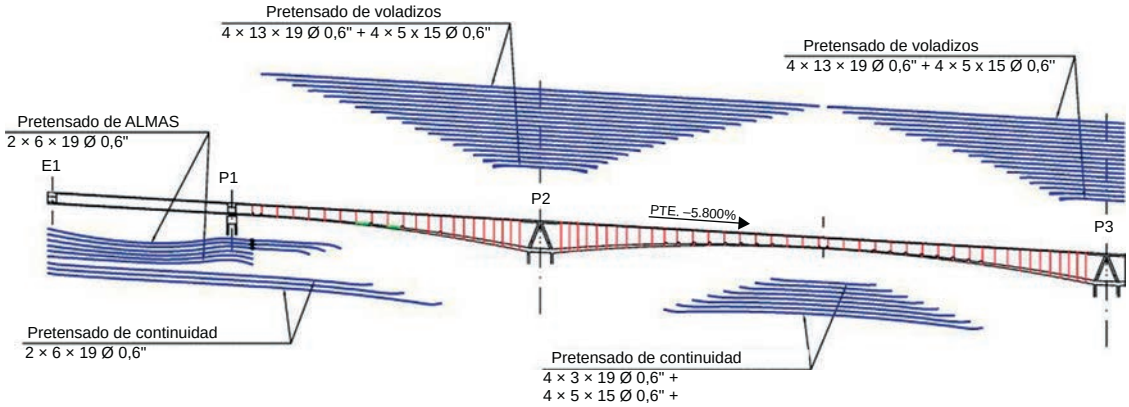


Figura 11. Esquema general del pretensado.

en la que se acercan a las cartelas de las almas donde la losa tiene mayores espesores y se pueden anclar en el frente de cada dovela (fig. 11). Como singularidad se puede destacar que las primeras 3 parejas de dovelas de los tramos en voladizo se ejecutan sin pretensar, de forma que el tendón superior más corto tiene una longitud suficiente para colaborar en el ELU de flexión teniendo en cuenta el decalaje de la ley de momentos. También hay que destacar que cada familia de tendones se tesó solo desde un extremo (dorsal o frontal) y de forma alterna con las otras familias. Al tesar desde un extremo de forma alternada se prorratearon en cada lado del voladizo las pérdidas de pretensado del extremo pasivo. Se descartó el tesado por 2 extremos porque no mejora el efecto del pretensado en las secciones críticas que se sitúan cerca del centro de cada tendón sobre pila; de este modo se optimizaron los recursos y el tiempo de la operación de tesado.

El pretensado inferior es recto en planta y se ancla en el fondo del cajón mediante cuñas que ofrecen la salida del tendón a la parte interna del cajón. En cada sección en la que se anclan los tendones inferiores se dispone un rigidizador transversal en la losa inferior para evitar que la losa deba resistir las flexiones locales que produce el desvío del pretensado.

En los vanos extremos, ejecutados sobre cimbra, el pretensado discurre por las almas con un trazado parabólico y por la tabla inferior con un trazado recto. Debido a que la relación de luces está muy condicionada por la forma del valle, los vanos extremos no están muy proporcionados desde el punto de vista estructural. Esto provoca que en las secciones sobre pilas 1 y 6 se producen momentos de signo negativo y positivo, lo que hace necesario que la acción total del pretensado en esta sección quede centrada. Para lograrlo se prolongó el pretensado inferior recto del vano extremo y se aprovechó como pretensado de continuidad con el tramo ejecutado en voladizo.

5. Proyecto

5.1. Definición de acciones y Normativa

5.1.1. Normativa general

La estructura se proyectó siguiendo las especificaciones de AASHTO LRFD 2004, complementándola con la normativa mexicana para definir la sobrecarga del vehículo pesado y las acciones de sismo y viento.

5.1.2. Acción del viento

La acción de viento no estaba suficientemente definida en la normativa de carreteras, por lo que se completó con:

- «Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por viento», de la Comisión Federal de Electricidad de México.
- Registro de huracanes de la entidad americana: *National Oceanic and Atmospheric Administration* (NOAA).
- Varios ensayos en el túnel de viento.

En el anteproyecto había estudios locales del viento que definían una velocidad de viento muy baja, por lo que tras revisar el registro de huracanes de la NOAA, se tomó como velocidad de diseño (velocidad máxima a 10 m de altura en un terreno abierto con algunas obstrucciones para un periodo de retorno de 200 años) de 160 km/h. Esta velocidad es equivalente a una velocidad de referencia de la IAP 98 de 27 m/s.

5.1.3. Acción sísmica

La acción sísmica se definió por un espectro definido por la SCT de forma específica para el viaducto. En este espectro la aceleración de pico es de 0,36 g. Debido a que la estructura tiene unos modos fundamentales con un periodo alto (3,4 s en el sentido longitudinal y 5,3 s en el sentido transversal), la acción que afecta a la subestructura está entre 0,10 y 0,15 g.

5.2. Ensayos de viento

Debido a diversos factores —la importancia de la estructura, las especiales condiciones topográficas, a que la acción del viento era la que dimensionaba las pilas y para comprobar la posible aparición de fenómenos de inestabilidad aerodinámica—, se consideró necesario tener el mejor conocimiento posible de la respuesta de la estructura frente al viento. Para alcanzar este objetivo se realizaron diversos ensayos en el túnel de viento: ensayos seccionales, de arrastre de vehículos, del comportamiento del viento a nivel comarcal y del comportamiento de la estructura en construcción. No se creyó necesario

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 12. Ensayo de viento seccional de la pila 4.

ensayar el puente completo en situación final, ya que no es una estructura susceptible de presentar fenómenos aeroelásticos.

Los ensayos seccionales se realizaron en el túnel de viento del Instituto Ignacio da Riva de la Escuela de Ingenieros Aeronáuticos de la UPM [3], y los ensayos globales, en el de la empresa Force Technology, en Dinamarca [4,5].

5.2.1. *Comportamiento seccional*

Para la determinación del coeficiente de arrastre del tablero se realizaron 2 ensayos seccionales con las secciones de canto máximo y de canto mínimo, obteniéndose un coeficiente de arrastre medio de 1,6, un 3% inferior al obtenido de la aplicación del Eurocódigo 1 [6] y de la IAP 98 [7], que era 1,64 y bastante inferior al valor indicado por la normativa mexicana [8] (2,0). En el cálculo se adoptó de forma conservadora el valor 1,7.

Para la determinación del coeficiente de arrastre en las pilas se analizaron varios modelos en el túnel de viento. Se obtuvieron coeficientes de arrastre y sustentación medios para distintas direcciones de viento tanto de un modelo de la pila 4 completa como para una sección representativa de la parte alta de esta pila. En ambos modelos se obtuvieron coeficientes de arrastre próximos a 1,54, valor ligeramente inferior al 1,60 indicado por la normativa mexicana de carreteras que fue el finalmente adoptado (fig. 12).

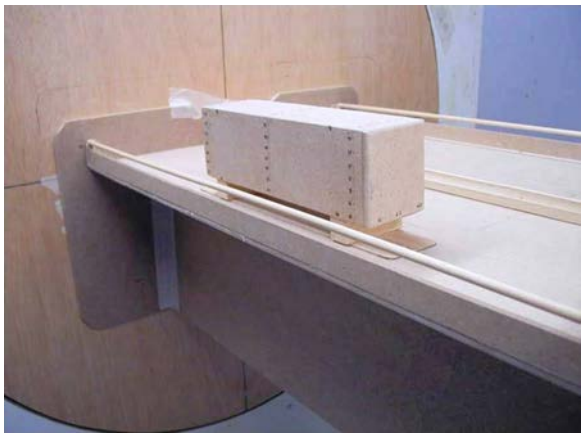


Figura 13. Estudio del viento sobre los vehículos circulando sobre el tablero.

5.2.2. *Empuje sobre vehículos*

A 200 m de altura la velocidad del viento puede superar con frecuencia la velocidad a la que los vehículos, especialmente los camiones, pueden tener problemas para circular. Por esta razón se realizó un ensayo seccional en túnel de viento para analizar el comportamiento de los camiones sobre el tablero con viento transversal y para comprobar la eficacia de una barrera antiviento. En el ensayo se modelizó un camión circulando sobre el tablero con la barrera tipo New Jersey y con la incorporación de una barrera antiviento, similar a la utilizada en el viaducto de Millau (fig. 13).

Del ensayo se obtuvo que la colocación de la barrera antiviento proporcionaba una reducción en el momento de vuelco del camión del 22%, reducción que no es muy significativa, ya que la presencia de barreras tipo New Jersey produce un apantallamiento importante que reduce el problema del arrastre de vehículos. A la vista de los resultados del ensayo y al no existir en México precedentes de colocación de barreras antiviento, se tomó la decisión de no instalar barreras de este tipo.

5.2.3. *Comportamiento del viento en el ámbito comarcal*

Debido a la especial ubicación y condiciones topográficas en el entorno del viaducto, se realizó un ensayo para conocer el comportamiento del viento en dicho entorno. El ensayo se realizó sobre una maqueta a escala 1:1.500 del emplazamiento del viaducto representando el entorno en un radio de 4,5 km (fig. 14).

El ensayo consistió en medir las 3 componentes de la velocidad del viento y la turbulencia en 22 puntos del espacio correspondientes a las pilas y tablero, para distintas direcciones del viento geostrófico (a gran altura); el ensayo se realizó sin incluir la estructura y para 12 direcciones del viento.

En el ensayo se pudo comprobar que para casi todas las direcciones del viento geostrófico el valle producía un encauzamiento del viento en la dirección media del cañón, por lo que las velocidades máximas del viento local se producían con un ángulo de incidencia de unos 60° respecto de la perpendicular media al tablero.

Las especiales condiciones topográficas del emplazamiento, con la existencia de un valle con meandros y laderas con fuertes

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

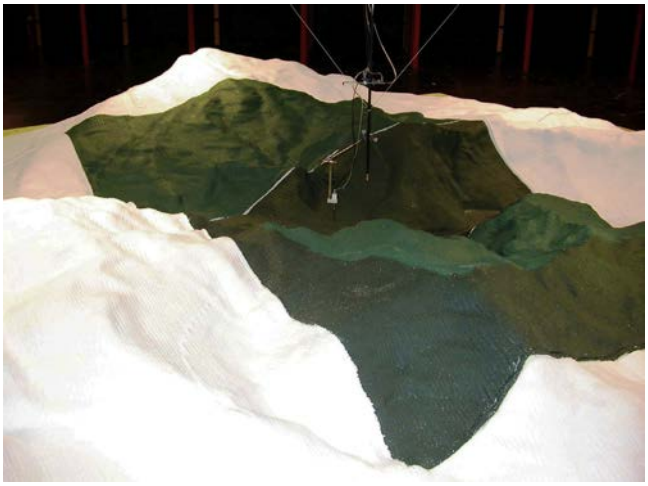


Figura 14. Modelo del terreno para ensayo de viento.

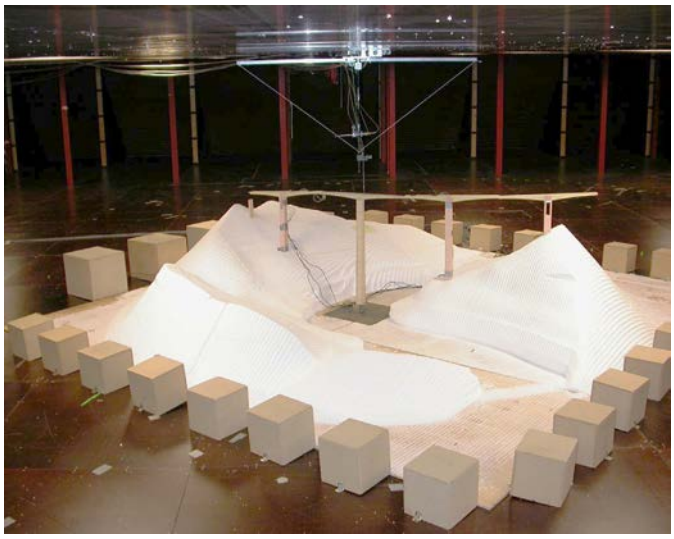


Figura 15. Modelo global del puente en construcción para ensayo de viento.

Figura 16. Modelo de una pila aislada para ensayo de viento.

pendientes, modificaba de forma muy importante los perfiles de velocidad de viento en altura, por lo que la velocidad y la dirección locales se veían modificadas por la dirección de las laderas próximas. Debido al efecto pantalla que se produce al incidir el viento contra la ladera, se produce en la cresta un incremento muy importante de la velocidad. Por esta causa, a la cota del tablero la máxima velocidad del viento se producía en las pilas extremas, en las que la velocidad llegaba a ser más del doble de la que le correspondería por la altura del fuste.

Este efecto, que se corresponde con el coeficiente de topografía del Eurocódigo 1 [6], se evaluó a partir de los resultados de los ensayos. Como puede observarse en la tabla 1, los valores obtenidos son muy superiores a los que se pueden obtener de la normativa, lo que avala la necesidad de la realización de ensayos en estructuras situadas en condiciones topográficas complejas.

Los resultados de este ensayo se utilizaron para determinar la velocidad de cálculo y dirección de la acción de viento en cada punto de la estructura.

5.2.4. Estructura en construcción

Por las singulares dimensiones del viaducto se consideró necesaria la realización de un ensayo de viento sobre el puente en sus últimas fases constructivas para comprobar la posible aparición de fenómenos de inestabilidad aerodinámica. Para ello se realizó el ensayo sobre un modelo a escala 1:300 del puente con todos los tramos de tablero construidos antes del hormigonado de las dovelas de cierre, es decir, con las pilas trabajando como ménsulas libres y con parte del terreno circundante. Este modelo se ensayó bajo un régimen turbulento de viento (fig. 15).

En el ensayo se comprobó que todas las variables (desplazamientos, momentos, etc.) aumentaban progresivamente al aumentar la velocidad del viento, sin que aparecieran divergencias ni fenómenos de inestabilidad.

Adicionalmente, se ensayó una pila aislada sin terreno alrededor bajo un régimen laminar de viento para estudiar la posibilidad de aparición de una excitación por desprendimientos de vórtices (fig. 16). En este ensayo se apreció que no era descartable la aparición de un fenómeno de ese tipo con la configuración de máximo voladizo construido antes de los cierres. Se consideró que esta posibilidad era muy remota, ya que debido a que el puente está encajado en un valle muy sinuoso, era muy complicado que el viento llegara a la estructura con poca turbulencia, por lo que no se tomaron medidas al respecto.

Durante construcción se pudo verificar que no se desarrolló ningún fenómeno aeroelástico.

5.3. Análisis estructural

5.3.1. Modelización general

La importante curvatura del tablero determina una interacción entre los esfuerzos longitudinales y transversales de la estructura, por lo que todos los cálculos se realizaron mediante modelos barra 3D de la estructura completa, tanto para el estudio de la estructura en servicio como para las fases constructivas. Los modelos se realizaron con el programa GTSTRUDL complementado con programas de pre y post proceso propios

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Tabla 1
Comparativa de los coeficientes de topografía

			Coeficiente de topografía			
Pila	Altura	Velocidad de cálculo (km/h) ensayo	Ensayo	México (N-PRY-CAR-6-01-004)	IAP 1998/2011	Eurocódigo 1
1	33	313	2,1	1,2	1,1/estudio	1,45
2	76	285	1,7	1,2	1,1/estudio	1,40
3	166	260	1,3	1,2	1,1/estudio	1,10
4	208	244	1,2	1,2	1,1/estudio	1,06
5	121	251	1,3	1,2	1,1/estudio	1,20
6	54	282	1,7	1,2	1,1/estudio	1,45

para la introducción de las acciones y la realización de las comprobaciones. En estos modelos se realizaron las comprobaciones en ELS y ELU mediante cálculo elástico lineal.

Para la comprobación durante la construcción se hicieron modelos para cada una de las fases constructivas, en las que se comprobaron tanto las acciones previstas (peso propio, desequilibrios durante construcción, viento, etc.) como las accidentales (sismo o caída de carro de hormigonado, etc.).

Los mayores problemas de inestabilidad de las pilas tienen lugar durante el proceso constructivo, antes de la conexión entre tableros, por lo que la consideración de los fenómenos no lineales se realizó considerando la pila como una ménsula libre mediante el programa PYRUS 5, en el que se puede modelizar tanto la no linealidad geométrica como la no linealidad de los materiales.

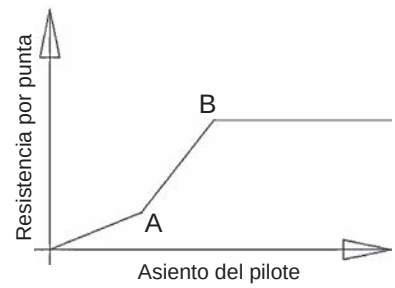
5.3.2. *Estudios especiales*

5.3.2.1. Cimentación pila 4. En la cimentación de la pila 4, el espesor del estrato de gravas atravesado por los pilotes varía entre 0 y 20 m. Esto origina que los pilotes no tengan una rigidez uniforme, y por lo tanto, frente a la acción de una fuerza horizontal en la pila, el cortante sobre cada pilote es distinto; además, al no coincidir el centro de esfuerzos cortantes de la cimentación con el eje de la pila, los esfuerzos cortantes en los pilotes no tienen la misma dirección que la acción exterior. Este mismo problema de rigidez no uniforme sucede frente a las acciones verticales, lo que se traduce en un reparto no uniforme de la acción vertical de la pila entre todos los pilotes.

Para analizar el comportamiento global de la cimentación se realizó un modelo no lineal en el que cada pilote se modelizó mediante una barra vertical rígida de longitud calibrada empotrada en el encepado y apoyada en su extremo inferior sobre 5 muelles no lineales (las 3 traslaciones más los giros longitudinal y transversal). Este elemento no-lineal equivalente produce los mismos esfuerzos y desplazamientos en cabeza que el pilote real.

Definir estos pilotes equivalentes requirió un análisis detallado del comportamiento individual de cada uno de los pilotes y de su interacción con el perfil geotécnico real existente en cada pilote.

Para calibrar el comportamiento lateral se partió de una modelización del pilote como una barra apoyada transversalmente sobre muelles elásticos que representaban el comportamiento en Estado Límite Último con la rigidez y capacidad resistente



A- Punto de plastificación de la resistencia por fuste
B- Punto de plastificación de la resistencia por punta

Figura 17. Movilización de la resistencia por punta en pilotes en roca.

del terreno a cada profundidad según la formulación de Vesic [9] según la ecuación (1).

$$k_b = \frac{E}{D(1-\upsilon^2)} \tag{1}$$

siendo K_b el módulo de balasto del terreno, E su módulo de elasticidad, υ el coeficiente de Poisson y D el diámetro del pilote.

A partir de la aplicación de cargas horizontales y momentos unitarios en cabeza de este modelo del pilote aislado se pueden deducir las propiedades de los muelles y la longitud de barra equivalente requeridos para representar el comportamiento del pilote frente a estas cargas.

En un modelo de elementos finitos estudiado con el programa específico de geotecnia Plaxis se reprodujo el comportamiento frente a carga vertical de un pilote aislado atravesando los estratos de roca alterada y sana existentes en la pila 4. Es interesante destacar que en dicho modelo se comprobó que la movilización de la resistencia por punta se inicia de forma conjunta a la movilización del rozamiento en el fuste, no llegando a movilizarse de forma completa hasta haber movilizado toda la resistencia por fuste (fig. 17).

De este modelo de Plaxis se obtuvo el comportamiento no lineal de la punta de los pilotes. Esos resultados se implementaron en un modelo de barras de pilote aislado, en el que se modelizaba cada pilote con varios muelles verticales no lineales que representaban la resistencia por fuste, y con un muelle no lineal que representaba la resistencia por punta. Desde este modelo se extraía la ley de comportamiento del muelle vertical no lineal que se implementaba en el modelo simplificado de cada pilote en el modelo global.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

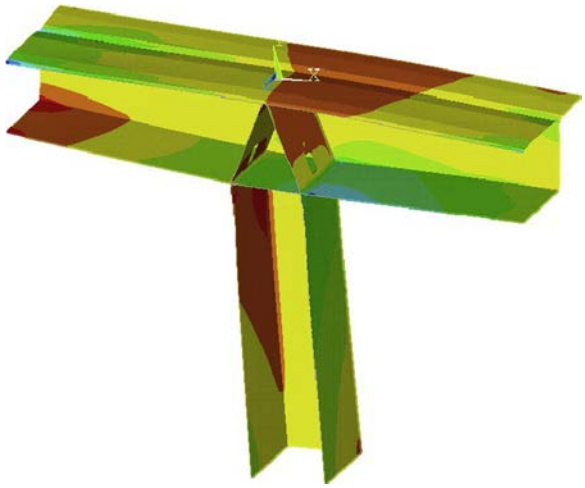


Figura 18. Modelo de elementos finitos de la conexión tablero pila.

Como se comentará posteriormente, al realizar los ensayos de integridad de los pilotes se detectaron problemas de ejecución que requirieron la realización de pilotes adicionales. Para la comprobación de la cimentación en su estado definitivo, el modelo se completó con los pilotes adicionales y se recalcularon las propiedades de las barras equivalentes a partir del análisis de los modelos de pilote aislado de cada uno de los pilotes. Adicionalmente se modelizaron de forma conservadora las distintas anomalías detectadas en los pilotes iniciales en función del nivel de daño estimado.

El gran volumen del encepado, así como la variabilidad del nivel freático entre la época de lluvias y la estación seca, obligó a tener en cuenta de forma detallada tanto la masa del encepado a efectos sísmicos como el empuje hidrostático cuando el encepado se encuentra sumergido, lo que penaliza las tracciones en los pilotes.

5.3.2.2. Dovelas 0. Como se ha dicho anteriormente, las pilas presentan alturas muy diferentes, lo que genera que una parte importante de las acciones horizontales sea resistida por las pilas más bajas, descargando de esta forma a las pilas centrales más altas. Esto hace imprescindible prestar atención a la transmisión de esfuerzos desde el tablero a las pilas, muy especialmente en el caso de las pilas 2 y 5, donde los esfuerzos en cabeza de pila son muy elevados.

La transmisión de esfuerzos desde el tablero hacia las pilas 2 a 5 se realiza a través de las dovelas 0, donde se localizan 2 diafragmas inclinados en forma de «tienda de campaña».

El esquema de trasmisión de esfuerzos del tablero a la pila es claramente espacial [10]. Para el estudio y el armado de dicha región se realizó un modelo de elementos finitos tridimensional con elementos planos tipo placa (fig. 18). Los flujos de tensiones y esfuerzos resultantes de dichos modelos fueron posteriormente cotejados con unos esquemas de bielas y tirantes para garantizar el funcionamiento del esquema resistente en condiciones de Estado Límite Último.

El proceso de cálculo con el modelo de bielas fue:

- En el modelo de elementos finitos, obtención de las tensiones principales en cada elemento de la dovela 0 originados por cada uno de los esfuerzos considerados en cabeza de pila, axil, momento longitudinal o momento transversal.
- Determinación de los mecanismos de transmisión de estos esfuerzos desde el tablero a la cabeza de la pila. Para un esfuerzo unitario dado, parte se transfiere de forma directa a través de los elementos del cajón (hastiales y losas) y parte a través del mecanismo de célula triangular formado por la pila, los diafragmas inclinados y la losa inferior del cajón.
- Porcentaje de participación de cada mecanismo en dicha transferencia.
- Modelización mediante esquema de bielas y tirantes de cada esquema de transferencia, verificación de las cuantías de armado requeridas.

6. Construcción

6.1. General

Ya que el viaducto se sitúa en una zona de orografía complicada, para acceder fue necesaria la construcción de un camino de acceso a través del bosque tropical de 5 km de longitud. El desnivel desde la carretera de acceso era de 700 m, con una pendiente media del 14% y tramos con pendientes de hasta el 35% (fig. 19).

El camino permitía el acceso a la ladera del lado México, por lo que para pasar a la otra margen fue necesario construir un puente provisional tipo Bailey atirantado de 80 m de luz (fig. 20).

A causa de las pronunciadas pendientes de las laderas y al tamaño de las cimentaciones, fueron necesarias excavaciones muy importantes para la ejecución de las zapatas. La excavación más importante fue la correspondiente a la pila 2, con una altura máxima de 50 m y un volumen excavado de 76.000 m^3 (fig. 21). Se ejecutó una restitución parcial de las excavaciones con rellenos de hasta 15 m de altura y con un volumen máximo de 22.000 m^3 en la pila 5; la zona inferior de los tabiques de los fustes se reforzó para resistir las flexiones transversales producidas por los empujes ocasionados por estos rellenos.

6.2. Cimentaciones

6.2.1. Cimentación de la pila 4

La construcción del viaducto comenzó en marzo de 2009 con la cimentación de la pila 4.

La pila 4 se sitúa en un meandro del río San Marcos, que debido a la elevada pluviosidad de la zona tiene una variación en la cota de la lámina de agua del orden de 10 m. Después de analizar las distintas posibilidades, se decidió la ejecución de la cimentación al abrigo de una ataguía de protección de 180 m de longitud y 5 m de altura que permitía trabajar mientras los caudales no sobrepasaran los 1.000 m^3/s, lo que aseguraba una ventana de trabajo entre los meses de diciembre a mayo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 19. Vista general del camino de acceso al río por la ladera del lado México DF.

Figura 20. Puente auxiliar.

Figura 21. Excavación en pila 2.

En primer lugar se realizaron los 64 pilotes de 1,5 m de diámetro con un empotramiento mínimo en la roca sana de 2,5 m. En el estrato de suelos aluviales los pilotes se realizaron al abrigo de una camisa recuperable. Debido a la inclinación de la superficie de la roca, los pilotes tenían longitudes muy variables (entre 9 y 25 m), por lo que para evitar interferencias en el trabajo por punta de los pilotes se estableció una diferencia máxima de cota entre las puntas de 2 pilotes adyacentes de 3 m.

Como existía un elevado número de pilotes a ejecutar, en el proyecto se estableció que después de hormigonar los primeros se comenzara la auscultación sónica de los pilotes ejecutados con el fin de detectar posibles problemas en el procedimiento de ejecución y corregirlos para el resto de los pilotes. Debido a diversos problemas, los ensayos se retrasaron, no realizándose la inspección hasta finalizada la ejecución de todos los pilotes en julio de 2009.

Al analizar los ensayos sónicos se comprobó que únicamente 14 pilotes (22%) no tenían alteraciones en los ensayos sónicos, mientras que en el resto había una gran diversidad de alteraciones. Los problemas detectados eran de diverso alcance: problemas en secciones intermedias, problemas en coronación y problemas en punta de los pilotes. La causa de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

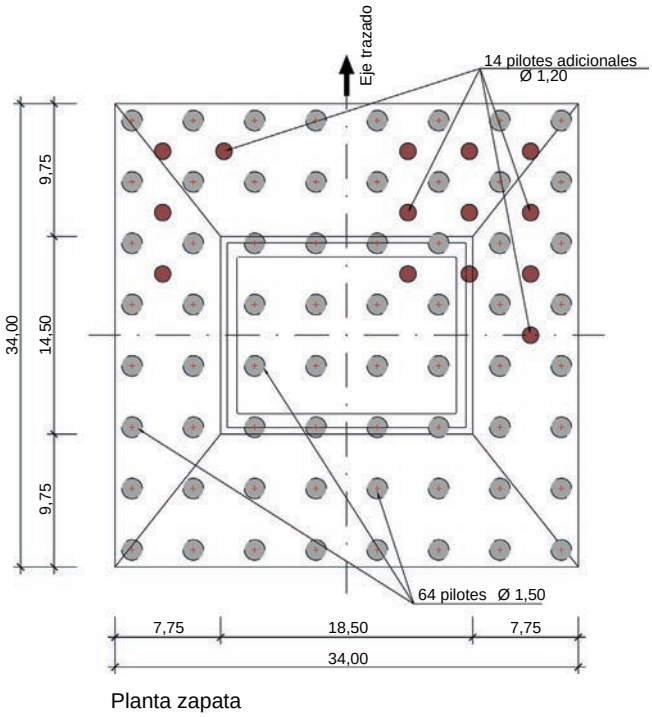


Figura 22. Planta del encepado de la pila 4.

problemas no ha quedado clara; por un lado se constató que debido a encontrarse la cimentación en un meandro, se crea un gradiente hidráulico muy fuerte en la dirección de la cuerda bajo la cimentación y, por tanto, una corriente de agua en el aluvial que pudo cortar o lavar el hormigón fresco durante la ejecución. Por otro lado se comprobó en varios pilotes la existencia de grandes cantidades de material aluvial fino en el fondo de la perforación del pilote, lo cual podría ser un indicio de un mal lavado del fondo de la excavación. Los problemas en coronación podrían ser atribuibles a un problema de hormigón contaminado.

Para comprobar el alcance real de los problemas se realizaron sondeos en los pilotes afectados y se recalculó la seguridad de cada pilote en función de la pérdida de capacidad estimada, lo que permitió dar por aceptables un 53% de los pilotes ejecutados.

Para los pilotes sin capacidad suficiente se preparó un procedimiento de reparación, mediante la realización de perforaciones e inyección de lechada de cemento y posterior extracción de testigos para comprobar la eficacia de las reparaciones. La realización de las reparaciones se vio afectada por la crecida del río, lo que obligó a la suspensión de los trabajos. Una vez reanudados los trabajos, se pudieron terminar las inyecciones en marzo de 2010. Debido a que no se pudo conseguir la reparación de un número de pilotes que permitiera asegurar el funcionamiento estructural adecuado de la cimentación, en el mes de mayo de 2010 se proyectó un refuerzo mediante la ejecución de 14 pilotes adicionales de 1,20 m de diámetro intercalados en la cuadrícula original (fig. 22).

Para asegurar la correcta ejecución de los pilotes de refuerzo, los nuevos pilotes se diseñaron con camisa perdida en toda su longitud, trabajando únicamente por punta. De esta forma se evitaban las corrientes de agua y era más fácil garantizar la no

Figura 23. Hormigonado del encepado de la pila 4 en una fase.

contaminación del hormigón. Como contrapartida, son elementos más flexibles, ya que solo pueden trabajar por punta, por lo que tuvieron que ser modelizados en consecuencia con los métodos descritos anteriormente para poder estudiar de forma adecuada su efectividad. Los pilotes de refuerzo se completaron en el mes de junio de 2010.

El hormigonado del encepado, con unas dimensiones de $34 \times 34 \times 7$ m y un volumen de 6.000 m^3, suponía un problema para conseguir mantener la temperatura del hormigón por debajo de 80 °C para evitar los problemas que podrían derivarse de la formación de etringita secundaria. Se estudiaron distintas soluciones: hormigonado en varias fases, colocación de tuberías de refrigeración, utilización de cemento de bajo calor de hidratación y utilización de escamas de hielo.

En principio se pensó en hormigonar en 2 fases, para lo que se dispuso la armadura de cosido necesaria por rasante. Debido al retraso de los trabajos y a la necesidad de evitar una nueva paralización de la ejecución de la pila por la elevación del nivel del agua y la consiguiente inundación durante varios meses de la zona de trabajo, se decidió el hormigonado del encepado en una sola fase, utilizándose cemento de bajo calor de hidratación y sustituyéndose parte del agua de amasado por escamas de hielo.

El hormigonado se realizó de forma continua durante 4 días, controlándose el calor de hidratación mediante termómetros instalados en el interior del hormigón. Una vez completado el hormigonado, se protegió la cara superior del encepado mediante porexpán para reducir el gradiente térmico entre el núcleo y la superficie (fig. 23). La operación se pudo realizar sin ninguna incidencia y sin sobrepasar la temperatura máxima de fraguado, por lo que se pudo iniciar la ejecución del fuste de la pila 4 antes de la crecida del río.

6.2.2. *Resto de cimentaciones*

El resto de cimentaciones son directas y en zonas alejadas del río, por lo que no aparecieron los problemas que sucedieron en la pila 4.

Las mayores dificultades fueron las excavaciones para acceder a la cota de la ejecución de la cimentación y poder garantizar

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 24. Premontaje de la armadura de las pilas.

un resguardo al borde del talud. El ajuste final de la cota de cimentación y el visto bueno de la roca que afloraba en la excavación se realizaron in situ.

La zapata mayor fue la de la pila 5, con unas dimensiones de 26×22 m y un canto máximo de 3,5 m, lo cual le da un volumen total de 1.662 m^3. Todas las zapatas se hormigonaron en una sola fase, manteniendo las oportunas precauciones para evitar un ascenso excesivo de la temperatura por el calor de hidratación generado durante el fraguado.

6.3. Alzados de pilas

La ejecución de los fustes, con una longitud total de 660 m, fue objeto de un intenso estudio por parte del equipo de obra. Para minimizar las operaciones en altura, se decidió el premontaje de la armadura en la base de la pila, para lo cual se proyectaron los despieces de armadura por paneles independientes para cada cara, realizándose los empalmes mediante conectores roscados. Con el fin de reducir el número de conectores y agilizar el montaje, cada panel tenía la longitud de 2 trepas de encofrado, y debido a la limitación de las grúas, cada panel de ferralla correspondía a media cara de la pila (fig. 24).

Los fustes de las pilas principales 2, 3 y 5 se realizaron mediante encofrados trepantes convencionales con una altura de trepa de 5,0 m (fig. 25). Si se analiza el promedio del tiempo que se tardó en construir cada 2 trepas con armadura premontada en común, se tiene un rendimiento medio de 9 días por trepa, con un máximo de 5 días en una trepa. Dado que la sección de la pila es variable, hay que ajustar los encofrados en cada puesta. Este ajuste se hizo en el suelo, por lo que en cada movimiento de los encofrados hubo que bajarlos previamente al suelo.

Para la pila 4 se utilizó un encofrado autotrepante suministrado por Peri con una altura de trepa de 4,5 m (fig. 26). Si se analiza el promedio del tiempo que se tardó en construir cada pareja de trepas con armadura premontada en común, se tienen

Figura 25. Encofrado trepante convencional en pilas 2, 3 y 5.

Figura 26. Encofrado autotrepante en pila 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 27. Vista general de las pilas 3, 4 y 5 terminadas.

unos rendimientos medios de 6 días por trepa, con un máximo de 4 días en una trepa.

En las pilas 3 a 5, con alturas mayores de 120 m, se dispusieron ascensores de doble cabina (fig. 27).

6.4. Tablero

Para la construcción de los vanos principales del tablero se emplearon 3 parejas de carros de la empresa Freyssinet México, con una capacidad máxima de 200 Tm por dovela (fig. 28). Durante el proyecto se ajustó el tamaño de dovelas para aprovechar al máximo la capacidad de estos carros. Cada tramo de tablero construido en voladizo se discretizó en una dovela cero sobre pila de 13,20 m de largo ejecutada con una cimbra especial y 20 dovelas simétricas por cada extremo ejecutadas con carro. La longitud de estas dovelas era variable: entre 2,70 m las primeras y 5 m las correspondientes a la zona del centro de vano.

La secuencia constructiva de las 3 parejas de carros fue:

1. Tablero sobre pila 2, acabando en febrero de 2012.
2. De forma casi simultánea los tableros sobre pilas 5 y 3, acabando en junio y julio de 2012, respectivamente.
3. Tablero sobre pila 4 con la pareja de carros que había construido la pila 2. Se acabó en septiembre de 2012.

De esta forma se estuvo trabajando de forma simultánea en los tableros sobre pilas 3, 4 y 5 (fig. 29). Como el tablero de la pila 4 era el que condicionaba el plazo, fue en el que más se ajustaron los rendimientos, llegando de forma sistemática a ciclos de una dovela cada 5 días, aunque la media final en ese

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 28. Vista general de los carros.

Figura 29. Trabajo simultáneo con 3 parejas de carros.

tramo fue de 8 días por dovela debido a diversas incidencias menores.

La secuencia de los cierres se ajustó a los condicionantes organizativos del equipo de obra. Los cierres se realizaron de forma secuencial, empezando por el vano 2 en julio de 2012 y acabando en el vano 5 en noviembre de 2012.

Durante la ejecución del tablero es de destacar el equipo de bombeo empleado. En la pila 4 se tenía que bombear en vertical a 218 m de altura y 90 m adicionales en horizontal para llevar el hormigón desde la base de la pila a la dovela en ejecución en el frente del voladizo. Se empleó una de las bombas más potentes existentes en el mercado: el modelo Putzmeister BSA 1400 de 640 cv de potencia.

Los tramos correspondientes a los vanos extremos estaban constituidos por el vano más un voladizo de 6,5 m; estas fases se construyeron sobre cimbra porticada.

Las operaciones de cierre fueron las más complicadas, ya que era necesario evitar quiebros al unir los 2 extremos de los voladizos. Los cierres más sensibles fueron los de los extremos de la rama de la pila 2 contra la parte cimbrada en pila 1 y la rama de pila 5 contra la parte cimbrada en pila 6. En esta unión hay una gran diferencia de rigidez entre el extremo del

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

voladizo y la parte cimbrada; además, en el extremo en voladizo se llegaron a medir oscilaciones diarias en vertical debido al soleamiento del tablero de 5 cm, mientras que el extremo de la zona cimbrada permanecía inmóvil. Para resolverlo ambos extremos se bloquearon con unas vigas metálicas por la cara superior y el encofrado de la dovela de cierre se apoyó en una prolongación de la cimbra. De este modo se redujeron los movimientos del hormigón fresco durante la operación de hormigonado.

Con el fin de reducir la posible fisuración del tablero, se analizaron las horas más convenientes para materializar el bloqueo y realizar el hormigonado, y así limitar las tracciones y conseguir que estas se produjeran cuando el hormigón hubiera alcanzado la resistencia necesaria.

Los cierres de los extremos construidos en voladizo presentaron menos problemas, ya que los extremos a unir tienen rigideces similares. En estos casos se ataron ambos extremos con las vigas carril sobre las que rodaba el carro de hormigonado y se aprovechó la estructura del carro como encofrado para el hormigonado de la dovela de cierre (fig. 30).

Figura 30. Cierre de un vano central.

6.5. Control geométrico

El control de la geometría durante la construcción fue uno de los puntos más complicados por la imposibilidad de tener puntos de referencia topográficos cercanos y por la mala visibilidad que existía en el valle en muchas ocasiones debido a la niebla (fig. 31).

Para el control geométrico del tablero se diseñó un plan de posicionamiento y de seguimiento de cada dovela. Es de destacar el hecho de que las dovelas también tenían una contraflecha en planta ya que, debido a la curvatura del puente y a la altura de las pilas, durante la construcción del tablero aparecían movimientos transversales en cabeza de las pilas de hasta 120 mm. En el tablero las contraflechas máximas en vertical llegaron a ser de 250 mm.

Las contraflechas fueron evaluadas empleando programas desarrollados por el Departamento de Puentes de FCC complementarios a los programas comerciales de cálculo de estructuras. Estos programas permiten tener en cuenta paso a paso en el tiempo los efectos diferidos de la fluencia y la retracción del hormigón, y sus resultados han sido ampliamente contrastados en el diseño y el control geométrico de numerosos puentes ejecutados por FCC.

Para el seguimiento de la geometría construida y su evolución en el tiempo se fueron dejando clavos en las juntas en cada dovela

Figura 31. Vista general del valle en una mañana de niebla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 32. Vista general del puente terminado.

para ir comprobando la evolución de la geometría. Estos clavos se fueron controlando topográficamente tras la ejecución de cada pareja de dovelas.

Los errores de geometría en los cierres estuvieron por debajo de 2 cm salvo en un par de ellos, en los que hubo que lastrar en cada caso uno de los extremos y para reducir el error relativo y evitar formar un quiebro en el cierre.

7. Conclusiones

Debido a los condicionantes del valle y al trazado de la carretera, la mejor solución estructural para el puente ha sido una solución de puente tipo viga con grandes alturas de pilas. De esta forma, el viaducto tiene 3 pilas por encima de los 100 m de altura, destacando la pila 4, con una altura de fuste de 208 m, lo que la convierte en una de las pilas más altas del mundo (fig. 32).

En el artículo se detallan algunos de los aspectos más complicados de la fase de proyecto, tales como el estudio del viento, el diseño de la cimentación de la pila 4 y el diseño de la dovela 0.

Durante la construcción surgieron varios incidentes en la ejecución de la cimentación de la pila 4, pero desde ese momento la ejecución se desarrolló sin incidencias destacables, alcanzando ritmos muy elevados tanto en la ejecución de las diversas trepas de las pilas como en la ejecución de las dovelas del tablero.

La estructura principal del puente se terminó en noviembre de 2012 y el tramo de la autopista se ha inaugurado en septiembre de 2014 debido a diversos trabajos pendientes en otras partes de la carretera.

8. Mediciones

231.200 m^3 excavación
23.690 ml bulón en sostenimiento de taludes
2.392 m^3 hormigón H-25 proyectado en sostenimiento de taludes
904 ml pilotes diámetro 1,5 m
261 ml pilotes diámetro 1,2 m
12.260 m^3 hormigón HA-25 en cimentaciones
19.629 m^3 hormigón HA-35 en alzados de pilas y estribos
16.055 m^3 hormigón HP-40 en tablero
1.662.000 kg acero pasivo B-420 en cimentaciones
3.516.000 kg acero pasivo B-420 en alzados de pilas y estribos
2.268.000 kg acero pasivo B-420 en tablero
770.000 kg acero activo Y-1860 en tablero

9. Relación de participantes

Propiedad:	SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes)
Concesionaria:	AUNETI (Globalvía, ICA)
Empresa constructora	CONNET (FCC Construcción, ICA)
Gerente	Jorge Colonia (ICA)
Jefe de Obra General	Sergio Lopes (FCC)
Jefe de Ingeniería	Víctor Hugo Macedo (FCC)
Jefe de Estructuras	Alberto Macías (FCC)
Jefe de Obra del Viaducto	Antonio Ortiz (ICA)
Proyecto	FCC Construcción, Servicios Técnicos
Diseño del puente	José Ignacio González Esteban David Arribas Mazarracín José María Pérez Casas Pablo Bernal Sahún
Trazado	José Manuel Núñez Holgueras
Geotecnia	Alberto Escanilla
Pretensado y carros de avance	Freyssinet México
Encofrados de pilas	PERI

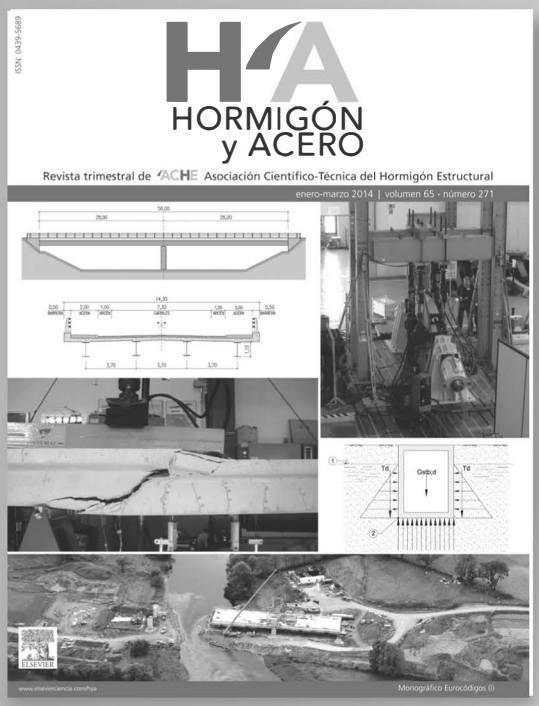
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

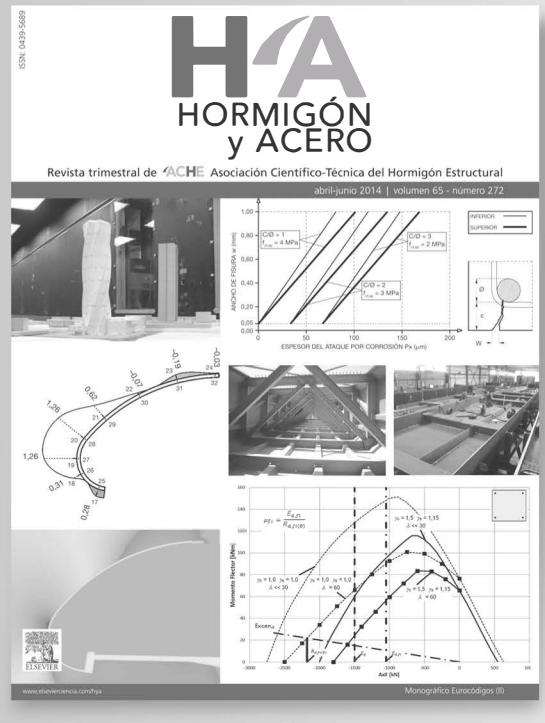
Bibliografía

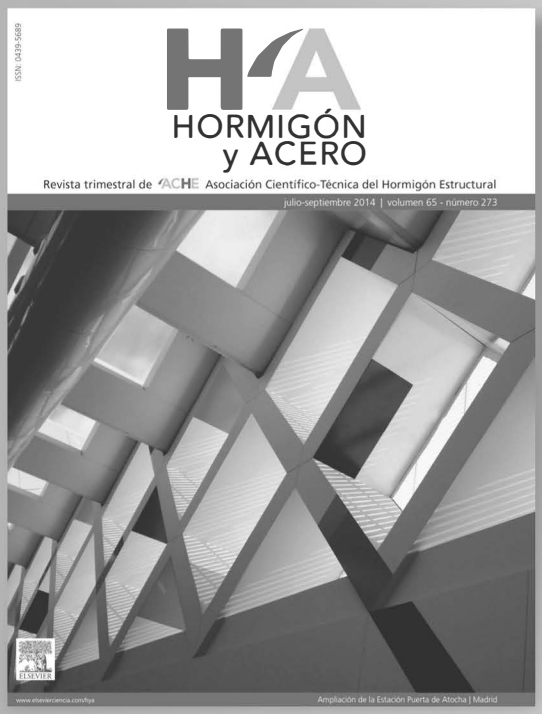
[1] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004.
[2] C. Menn, Prestressed Concrete Bridges, Springer Verlag, Viena, 1986.
[3] S. Pindado, J. Meseguer, S. Franchini, Cargas de viento sobre elementos del puente de San Marcos y sobre vehículos sobre el mismo, Instituto Ignacio da Riva, Madrid, 2008.
[4] S.V. Larsen, S Geyer Terrain model study for Puente San Marcos, Mexico, Force Technology, Lyngby, 2008.
[5] S.V. Larsen Puente San Marcos, Mexico, Aeroelastic Full Bridge Model Test, Force Technology, Lyngby, 2008.
[6] Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento, AENOR, Madrid, 2007.
[7] Instrucción Sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera, IAP, España, 1998.
[8] Normativa sobre el Proyecto de Carreteras. Parte 6: Proyecto de Puentes y Estructuras; título 1: Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras; capítulo 4: Viento (N.PRY.CAR.6.01.004/1), Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2001.
[9] J.A. Jimenez Salas, Geotecnia y Cimientos, Rueda, Madrid, 1975.
[10] J. Mathivat, The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges, John Wiley and Sons, Paris, 1979.

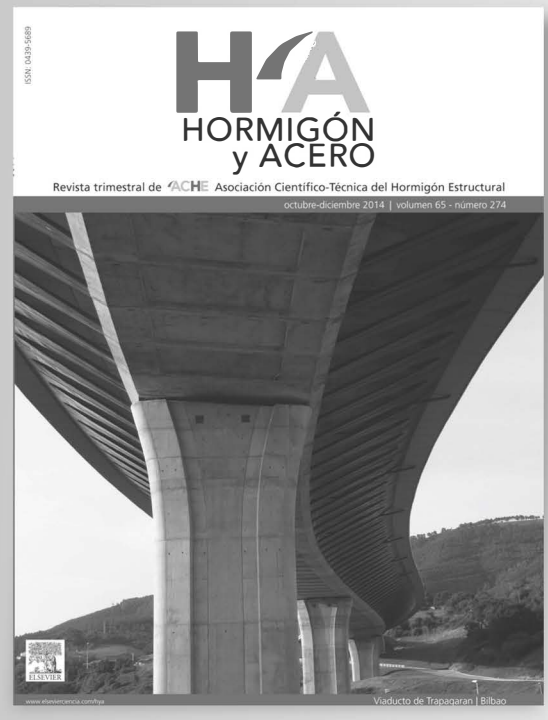
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

últimos números publicados









ACHE

Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:

http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(275):23–42
www.e-ache.com

Original

Pasarela de hormigón de muy alto rendimiento sobre el Barranco de las Ovejas (Alicante)

Ultra-high-performance fibre-reinforced concrete footbridge over the Ovejas Ravine (Alicante)

Pedro Serna [a,*], Juan Ángel López [b], Hugo Coll [b], Esteban Camacho [a], Juan Navarro-Gregori [a] y Fernando Galán [c]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de València, Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), Valencia, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de València, Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), Valencia, España*
[c] *Ingeniero Civil, Prevalesa S.L., Buñol, España*

Recibido el 10 de octubre de 2014; aceptado el 25 de diciembre de 2014
Disponible en Internet el 4 de agosto de 2015

Resumen

La pasarela ubicada en la desembocadura del Barranco de las Ovejas se incluye dentro del «*Proyecto de acondicionamiento del Barranco de las Ovejas en su tramo final (pk 0 + 457 hasta desembocadura). Alicante*». Se trata de una pasarela fabricada con hormigón de muy alto rendimiento, conocido por su nomenclatura en inglés como Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. Esta innovadora pasarela de 42,81 m de luz reemplazó al diseño original en acero, manteniendo el coste y el peso de la estructura inicialmente proyectada y reduciendo prácticamente a cero los costes de mantenimiento. La estructura se resolvió mediante una doble celosía Warren modificada de canto variable, conectadas ambas mediante una celosía inferior y un tablero intermedio de 3 m de ancho. Se describen los detalles más relevantes del diseño y fabricación de la que se ha convertido en la primera pasarela en celosía del mundo realizada íntegramente con hormigón de muy alto rendimiento.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón de muy alto rendimiento; Fibras metálicas; Durabilidad; Celosías Warren

Abstract

The footbridge over the Ovejas Ravine forms part of the «Project for the improvement of environmental conditions of the Ovejas Ravine from kilometre point 0 + 457 up to its outlet. Alicante». The 42.81-metre span truss footbridge, made only of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete, has replaced a previous steel design with similar production costs and weight, and also with improved durability and fewer maintenance costs. The footbridge consists of 2 lateral modified Warren trusses of variable depth, connected at their bottom by another X-shaped truss, and by a 3-m wide deck at an intermediate position. The most important aspects related to the design and manufacturing process of this footbridge, which has become the first truss footbridge made only of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete in the world, are presented.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete; Steel fibres; Durability; Warren truss

1. Introducción

Entre las actuaciones previstas en el «*Proyecto de acondicionamiento del Barranco de las Ovejas en su tramo final (pk 0 + 457 hasta desembocadura). Alicante*», se planteaba la ejecución de una pasarela peatonal sobre la zona próxima a la

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: pserna@cst.upv.es (P. Serna).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.12.001
0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

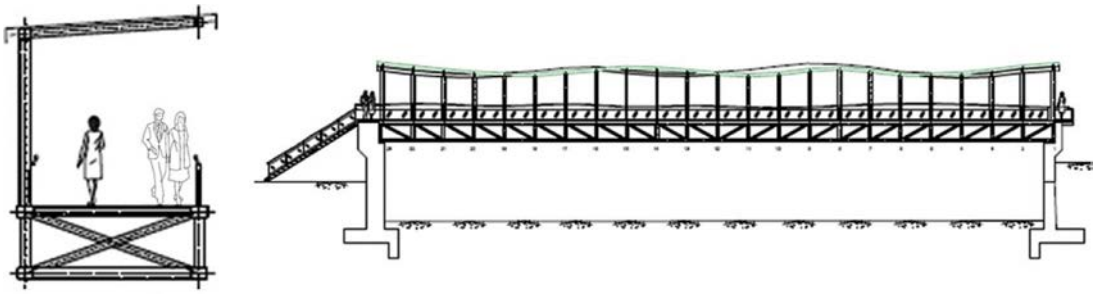


Figura 1. Alzado y sección en centro luz de la pasarela inicialmente proyectada.

desembocadura del barranco para permitir el tránsito de peatones desde el barrio de San Gabriel hacia el centro de Alicante. El proyecto inicial lo resolvía mediante una solución en estructura metálica de 44,40 m de luz, con una única viga Vierendeel principal de canto variable entre 3,13 y 3,86 m generando una «onda» en alzado, a la que se unía un cajón en su parte inferior para constituir el tablero y una cubierta de cobre en la zona superior (fig. 1).

Durante la fase de ejecución surgieron diversos imprevistos relacionados con la geometría del cauce que hicieron necesaria la redacción de un proyecto modificado. En el planteamiento de dicho proyecto no solo se resolvieron asuntos técnicos, sino que además se atendieron las inquietudes del Ayuntamiento de Alicante, propietario de las obras. Sus mayores preocupaciones versaban acerca de la necesidad de contar con un diseño de mayor calidad para el entorno urbano, así como sobre la incertidumbre, compartida con la dirección de obra, respecto a la idoneidad del acero como material estructural en el entorno marino en el que se ubicaría la pasarela (fig. 2). Todo ello agravado por la clausura de una pasarela de acero por problemas de mantenimiento en la localidad de El Perelló (Valencia), ubicada en un entorno marino muy similar.

El hecho de incorporar en el proyecto modificado el uso de un nuevo material para un nuevo diseño de pasarela como solución a estos problemas quedaba contemplado en el apartado 7 de la Disposición final decimosexta de la Ley2/2011, de 4 de marzo, de Economía Sostenible, que modifica la Ley 30/2007 de Contratos del Sector Público, incorporando un nuevo título v «Modificación de los contratos». En el apartado d) del nuevo artículo 92 quáter se acepta como motivación para la modificación de un proyecto la *Conveniencia de incorporar a la prestación avances técnicos que la mejoren notoriamente, siempre que su disponibilidad en el mercado, de acuerdo con el estado de la técnica, se haya producido con posterioridad a la adjudicación del contrato.*

Apoyándose en esta condición administrativa, la viabilidad de la propuesta había de tener en cuenta que la modificación por este concepto no debía introducir variación presupuestaria alguna, estipulándose que únicamente se admitiría como modificación técnica con coste adicional cero, resultando tan solo necesaria la creación de nuevos precios.

Ante esta situación, desde el grupo de investigación en tecnologías de hormigones especiales del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València (UPV), en coordinación con la dirección de obra (ICOSA Ingeniería Civil, S.A.), se propuso la opción de modificar el diseño de la pasarela. La nueva pasarela debía asegurar un coste de mantenimiento mínimo dentro de un ambiente IIIa, manteniendo tanto el coste de la estructura inicial como el peso, con el fin de evitar sobrecostes en la cimentación. Con la colaboración del grupo de la UPV se pretendió, además, otorgar un carácter innovador a esta construcción mediante el uso de las tecnologías más vanguardistas en hormigón estructural.

Para hacer frente a todos estos condicionantes, se propuso la utilización del hormigón de muy alto rendimiento (HMAR) como solución alternativa. El HMAR desarrollado en la UPV es una clase especial de hormigón caracterizado por:

- Resistencia a compresión superior a 80, 135 y 150 MPa a 1, 28 y 90 días, respectivamente.
- Resistencia a flexotracción superior a 25 MPa.
- Selección especial de materiales finos y ultrafinos proporcionando propiedades autocompactantes, con escurrimientos en el rango de 680-760 mm y t_{500} inferiores a 5 s, y excelentes acabados superficiales.
- Elevada compacidad, baja permeabilidad y durabilidad extrema incluso en los ambientes más agresivos.
- Presencia de una elevada cantidad de fibras metálicas ($\sim$150 kg/m^3) para resistir los esfuerzos secundarios de retracción y solicitaciones tangenciales, confiriendo además ductilidad y gran control de fisuración.

Las propiedades superiores del HMAR en comparación con el hormigón convencional permiten:

- Disminución de las secciones de hormigón y consiguiente reducción de peso de los elementos estructurales entre un 60-75%.
- Disminución de las necesidades de equipos de elevación además de los ahorros en subestructuras.
- Eliminación de las armaduras de cortante y de las de mínimos geométricos, con un ahorro considerable en el proceso de elaboración de ferralla.
- Disminución de los recubrimientos mínimos y mayor esbeltez de las soluciones.
- Mayor aprovechamiento del pretensado y agilización de los procesos de prefabricación.

La contrastada experiencia del grupo de la UPV en el diseño, caracterización y tecnología de fabricación del HMAR [1–4]

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 2. Ubicación de la pasarela de HMAR sobre el Barranco de las Ovejas en el puerto de Alicante.

junto con la existencia de recomendaciones internacionales de diseño [5,6] y la voluntad del Ayuntamiento de Alicante y la Consellería de Presidencia y Agricultura, Pesca, Alimentación y Agua, como propiedad y promotor de las obras respectivamente, la de ICOSA Ingeniería Civil, como dirección de obra, y la de VIAS y Construcciones S.A., como empresa constructora, hicieron posible el diseño y construcción de la primera pasarela en celosía del mundo realizada íntegramente en HMAR con tecnología 100% española.

2. Concepción estructural

Con el fin de resolver de manera más eficiente la funcionalidad de la pasarela, se realizó un estudio detallado de las diferentes opciones para su ubicación. Este estudio lidió con los problemas para conectar el barrio de San Gabriel con el resto de la trama urbana de Alicante, así como con la singularidad de su emplazamiento, a medias entre zona urbana, fluvial y marítima.

Además, se llevó a cabo un profundo estudio de soluciones del alzado de la pasarela para poder encontrar una solución de equilibrio entre economía, esbeltez y comportamiento estructural, teniendo en todo momento en cuenta los condicionantes geométricos, económicos, administrativos, de fabricación y de durabilidad impuestos por: los estudios de inundación y de accesibilidad, las autoridades contratantes, la tecnología de la casa de prefabricados y el entorno.

2.1. Ubicación

El encaje de la pasarela en el barranco estuvo determinado por las condiciones de desembarco existentes en cada uno de sus márgenes. Inicialmente, la pasarela preveía un desembarco mediante escaleras y rampas en ambas márgenes del barranco. Sin embargo, tras una modificación de la cota limitante por gálibo de la pasarela, avalada por el estudio hidráulico del proyecto modificado, el desembarco pudo realizarse a cota de la acera sin la necesidad de nuevas estructuras auxiliares de acceso. Este factor fue decisivo para la mejora de las condiciones de accesibilidad de la pasarela, el incremento de zona verde y lúdica disponible en la margen derecha y el mantenimiento del tráfico vecinal en 2 sentidos, preservando los aparcamientos ya existentes en la margen izquierda e incrementando el reducido ancho útil de acera inicialmente disponible (fig. 3, arriba).

La nueva cota de desembarco de la pasarela permitió aprovechar en la margen derecha una antigua estructura de rampas y accesos ubicados a 20 m del emplazamiento inicialmente planteado para la pasarela. Con el fin de dar continuidad con la rampa y escaleras existentes en esta margen del barranco se decidió

Figura 3. Desembarco y acera disponible inicialmente en la margen izquierda (arriba); escaleras existentes y desembarco en la margen derecha (abajo).

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

modificar la ubicación en planta de la pasarela. Esto supuso el traslado de la pasarela desde el pk 0 + 160 hasta el pk 0 + 140,9 con un esviaje de 3,7° en la margen derecha y de 2° en la margen izquierda respecto al cauce. La nueva ubicación, además de mejorar la funcionalidad de la pasarela, redujo la luz entre apoyos desde 44,40 m hasta 42,81 m.

2.2. Condicionantes

El diseño de la pasarela ha estado condicionado desde el primer momento por diversos factores que han repercutido en el estudio de soluciones y la geometría final de la pasarela. Desde el punto de vista técnico de la obra circundante y de la obra en servicio, se impusieron una serie de condicionantes:

- El coste de la nueva pasarela no puede superar el coste de la inicialmente proyectada.
- Luz de 42,81 m, sin apoyos intermedios.
- La modificación de la cota de desembarco a nivel de las aceras y estructuras de acceso existentes hizo que la distancia entre el punto más bajo de la pasarela y el inicio del tablero quedara fijado en 0,42 m, limitando las opciones de diseño de la pasarela.
- Se fija el peso de la estructura en un máximo de 70 Ton para evitar el sobrecoste en subestructuras.
- Por criterios de impacto visual y transparencia de la solución, se requiere que no haya barandilla, debiendo proporcionar esta función la misma estructura resistente de la pasarela.

Por otro lado, es propósito del proyecto que la pasarela sea diseñada con HMAR. La experiencia internacional en HMAR [7–11] y la de la propia UPV [12–14] indican que este material obtiene su máximo potencial en aplicaciones prefabricadas. Es por ello que el diseño de la pasarela debe realizarse para ser construido en una central de prefabricados aprovechando al máximo los medios que este tipo de instalaciones posee para una mayor economía de la solución proyectada. Ajustarse a estos medios implica los siguientes condicionantes:

- Pasarela con una tipología estructural tipo viga, prefabricada en su longitud total en la central de prefabricados y transportada como un solo elemento a su lugar definitivo.
- Geometría exterior en artesa. La sección en artesa permite el uso de encofrados utilizados en la fabricación de vigas muy empleadas en hormigón armado y pretensado convencional.
- El ancho máximo de la mesa de tesado es de 2,90 m. Por tanto, el pretensado deberá localizarse exclusivamente en la zona inferior y los cordones de pretensado deben estar ubicados en un ancho inferior al ancho máximo de la mesa.
- La pendiente máxima de las almas de las artesas es 6 V:1 H según los moldes disponibles.

A todos estos condicionantes geométricos y técnicos impuestos tanto por la ubicación de la pasarela como por el material empleado y la economía de medios, han de añadirse los objetivos demandados por las autoridades contratantes. Al tratarse de una estructura dentro de la ciudad de Alicante, la estética tiene un gran peso en la decisión final. Se buscó una solución innovadora, con entidad, que tuviera *per se* la capacidad de erigirse como símbolo de la unión entre 2 barrios históricamente separados. Transparencia, esbeltez, integración y suavidad de formas fueron los pilares fundamentales del diseño estético.

2.3. Estudio de alternativas

Tal y como se ha mencionado anteriormente, la máxima distancia en vertical disponible entre el límite inferior de la pasarela y el tablero es de tan solo 0,42 m. Además, se fuerza a que la barandilla esté integrada totalmente en la estructura resistente de la pasarela. Estos 2 aspectos restringen en gran medida el alzado de la pasarela.

Por un lado, se podría elegir una tipología tipo viga de canto constante. Si consideramos una altura habitual de 1 m para la barandilla con los 0,42 m desde el tablero al límite inferior de la pasarela, tendríamos un canto total de 1,42 m. De esta forma, con una relación canto-luz de 1/31 para una tipología de viga simplemente apoyada se tendrían grandes dificultades para cumplir con el estado límite de deformaciones que se exige para pasarelas peatonales si se pretende conseguir un diseño ligero y transparente.

Otra solución sería recurrir a una sección cerrada en cajón. Sin embargo, el espacio libre para la cómoda circulación de peatones requeriría un canto mínimo de unos 3 m para garantizar el confort del usuario, lo que iría en contra de los principios de transparencia, esbeltez y economía.

Por ello, se decidió realizar una pasarela-viga de canto variable en la que tanto el tablero como el cordón superior de la viga varían según un trazado parabólico. La máxima pendiente en apoyos se establece en un 6%. Según el artículo 9 de la Norma de Accesibilidad de la Comunidad Valenciana, esta pendiente tiene consideración de rampa, no siendo necesaria la disposición de pasamanos para cumplir con el nivel de accesibilidad requerido.

Considerando un trazado parabólico con su máximo en centro de vano, la distancia en vertical aumenta 0,65 m. Asumiendo de nuevo una barandilla de 1 m, daría como resultado un canto total en centro luz de 2,07 m. Esto daría una relación canto-luz en centro de 1/21 y de 1/31 en apoyos, valores típicos para los puentes de tipología viga.

Una vez se han establecido tanto la curva que describen el tablero y el cordón superior como la tipología viga con sección en artesa, queda por definir la tipología de sus almas. Estas pueden ser macizas, dando lugar a una sección en cajón, o pueden estar aligeradas, dando lugar a una celosía.

En este caso, un alma aligerada da una mayor transparencia, ofreciendo una mayor sensación de esbeltez, además de un mayor ahorro y optimización del material. Por otro lado, un alma en celosía con un tablero intermedio ofrece mayores problemas de estabilidad en el cordón superior. A pesar de que desde el punto de vista estructural la utilización de un alma llena es más adecuada si los cordones comprimidos no están arriostrados, la transparencia y el aspecto estético han sido factores predominantes por encima de la eficiencia estructural.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

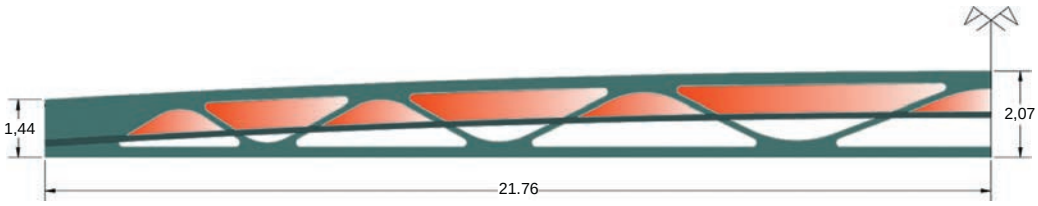


Figura 4. Alzado de la pasarela.

Las celosías han sido comúnmente utilizadas en diseños industriales, siendo la tipo Pratt la tipología más común. Sin embargo, un diseño en celosía Pratt se asociaría rápidamente a las aplicaciones industriales, lo que no parece deseable. Otras 2 alternativas con una mejora sustancial de la estética son las celosías tipo Warren y tipo Vierendeel. Entre estas 2 tipologías, la celosía Warren es mucho más eficiente ya que las diagonales trabajan de manera alternativa en compresión y tracción con una baja flexión. Sin embargo, en una celosía tipo Vierendeel el cortante en la viga se transmite mediante flexión y cortante en los montantes lo que la hace claramente ineficiente. El uso de esta tipología requiere utilizar unos montantes anchos y muy reforzados sin aportar un mayor atractivo estético.

Tras valorar la estética, la economía de fabricación y el comportamiento estructural, se optó por un alzado en celosía Warren modificada (fig. 4), en el que las diagonales quedaban definidas con una longitud y pendiente variables. La elección de una longitud y pendiente variables en las diagonales estuvo motivada por dos razones fundamentales. Por un lado, este diseño tiene sentido si consideramos la forma en la que se transmite el cortante. En centro luz el cortante es muy pequeño y por tanto la compresión de las diagonales centrales pequeñas. Por ello, la longitud puede ser mayor sin que haya problemas de pandeo. Conforme nos acercamos al apoyo, el cortante se hace mayor, aumentando con él los problemas de inestabilidad. En estas zonas se reduce la longitud de las diagonales y se aumenta ángulo de inclinación, disminuyendo tanto los problemas de pandeo como los esfuerzos actuantes.

La segunda razón se encuentra en la estética. La modulación en la longitud e inclinación de las diagonales, junto con la moldeabilidad del hormigón, permiten crear un alzado alejado de la estética convencional de las celosías industriales, que puede asemejarse a una *onda*, cuya longitud de onda crece al aumentar su amplitud, haciendo un guiño a la cubierta de cobre planteada en la solución inicial.

2.4. Descripción de la pasarela

La pasarela finalmente diseñada salva una luz libre de 42,81 m en eje, mediante un elemento de 43,51 m de longitud total en eje, con ambos apoyos esviados y con una sección transversal en artesa. Las almas de esta artesa quedan constituidas por 2 celosías Warren modificadas de canto variable, desde 1,44 m en apoyos hasta 2,07 m en el centro (fig. 4). Se encuentran inclinadas hacia el exterior con una pendiente 1 H:6 V para ganar anchura suficiente a cota de tablero. Las celosías quedan conectadas en su parte inferior por una celosía en X, y en su parte intermedia por el tablero, a una distancia constante de 1 m del cordón superior, que hace las veces de barandilla (fig. 5). Tanto las celosías laterales como la inferior se han aligerado buscando un equilibrio entre la componente estética y la eficiencia del material, manteniendo un criterio formal para garantizar un agradable efecto visual en el resultado final.

Las diagonales, tanto comprimidas como traccionadas, que forman la celosía Warren modificada, tienen una sección rectangular de 0,12 m de ancho y 0,15 m de canto. Todas las diagonales se encuentran reforzadas con 4Φ20 sin cercos transversales.

Los cordones comprimidos tienen una geometría variable en longitud, variando el ancho según las necesidades estructurales de la pasarela desde 0,21 m en apoyos hasta 0,40 m centro luz. Además, los cordones se encuentran aligerados con el fin de

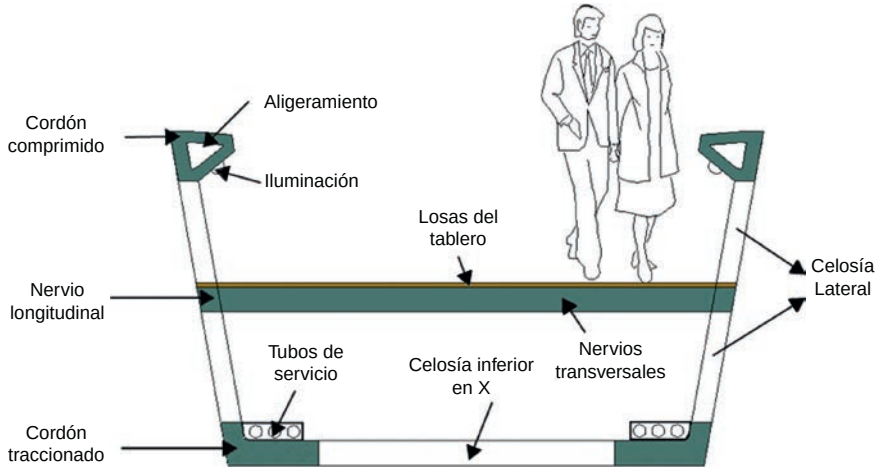


Figura 5. Sección transversal en centro luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

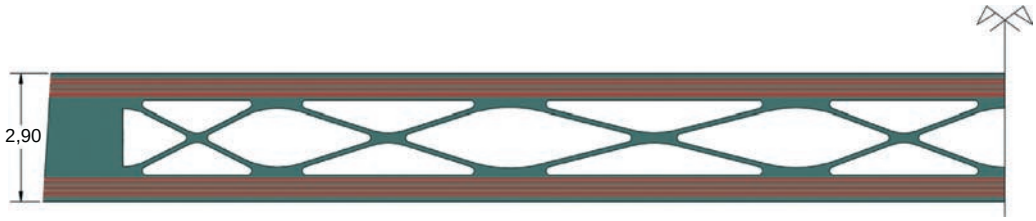


Figura 6. Celosía inferior y distribución de cables de pretensado.

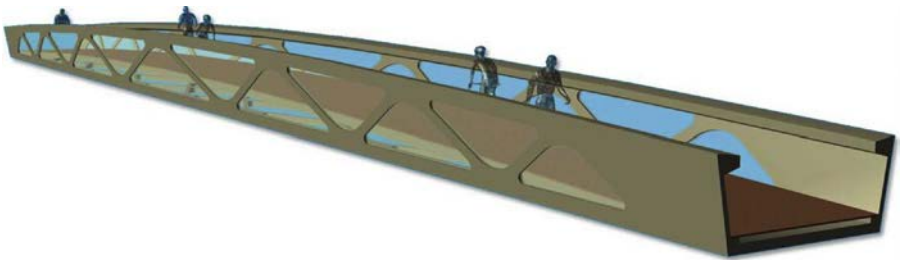


Figura 7. Diseño 3 D de la pasarela.

disminuir el volumen de material necesario, reducir el peso e incrementar su radio de giro.

Los cordones traccionados de la artesa (fig. 5) tienen un canto de 0,15 m y un ancho de 0,60 m alojando en su interior un total de 18 cordones Y1860S7 cada uno de ellos. Estos cordones forman parte de la celosía inferior en X que conecta ambas celosías laterales (fig. 6). Sus diagonales tienen una sección rectangular de 0,10 m de ancho y 0,15 m de canto, incluyendo 4Φ12 sin cercos transversales.

El tablero tiene un ancho libre mínimo para el tránsito de peatones de 2,80 m. A lo largo de cada celosía lateral y a una distancia de 1 m desde el borde superior de la artesa, un nervio longitudinal, de 0,12 m de ancho y 0,15 m de canto con 4Φ12, marca la traza del tablero. Conectando ambos nervios longitudinales, se disponen una serie de nervios transversales de 0,12 m de ancho y 0,15 m de canto reforzados con 4Φ12. Se encuentran ubicados en la intersección de los nervios longitudinales con las diagonales de la celosía lateral y a una distancia que en ningún caso excede los 1,82 m. La estructura de nervios longitudinales y nervios transversales genera unos marcos sobre los que se apoyan en continuidad un conjunto de losas de 3 cm de espesor, que constituyen la superficie pisable del tablero. Los nervios longitudinales y transversales no solo sirven de apoyo de las losas, sino que aportan la rigidez torsional necesaria al conjunto estructural y disminuyen la longitud de pandeo de las diagonales laterales. La figura 7 nuestra un diseño en 3 D preliminar de la pasarela.

Además, se incluye un cajón de servicios sobre cada uno de los cordones traccionados que alojan el pretensado. En él se incluyen 3 tuberías de PVC de 75 mm de diámetro. Se ha diseñado de tal forma que el cajón de servicios queda escondido en una vista exterior de la pasarela (fig. 5).

La iluminación de la pasarela se ha resuelto mediante la colocación de luminarias tipo led, encastradas en el cordón superior a ambos lados. Estas luminarias se posicionan a lo largo de toda la pasarela al tresbolillo, dirigiendo su luz hacia la plataforma pisable, de manera que se genera un juego de luz a lo largo de todo el tramo sin exceder los límites de contaminación lumínica del entorno urbano (fig. 8).

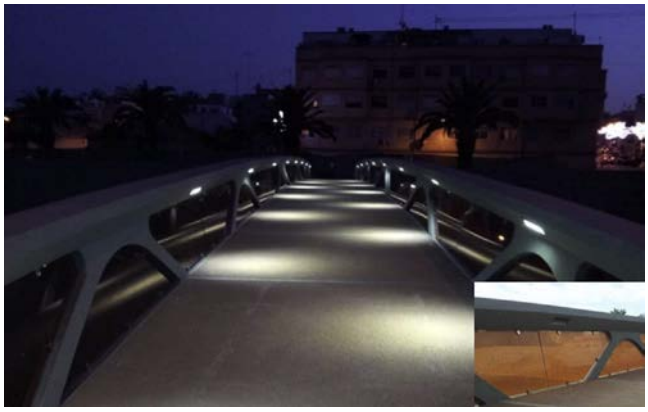


Figura 8. Disposición de las luminarias y vidrios de seguridad.

Los huecos de la celosía lateral que quedan por encima del tablero están cerrados mediante un vidrio de seguridad cortado a medida para cada uno de los huecos (fig. 8). El vidrio queda retranqueado 4 cm desde la geometría de cada hueco para facilitar la evacuación de las aguas. La sujeción a la estructura se materializa mediante abrazaderas en acero inoxidable, con elastómero de unión para absorber deformaciones.

La totalidad del HMAR correspondiente a las celosías laterales, la celosía inferior y los nervios transversales se han coloreado en masa mediante pigmento con una tonalidad verdosa gris-pizarra. Las losas que constituyen el pavimento poseen una textura superficial antideslizante y tono ocre, conseguido de igual forma mediante pigmentos en masa.

3. Diseño del hormigón empleado. Hormigón de muy alto rendimiento

Se utilizaron dos tipos diferentes de HMAR para la construcción de la pasarela, diferenciándose por el color y por la

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

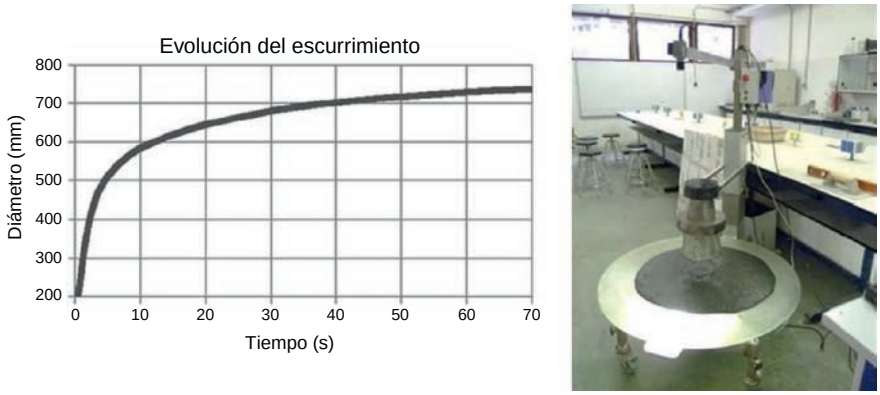


Figura 9. Evolución del escurrimiento (izquierda) y reómetro (derecha).

dosificación de materiales ultrafinos empleados. El HMAR gris-pizarra se utilizó en las celosías laterales, la celosía inferior y los nervios de apoyo de tablero. El HMAR ocre se utilizó para las losas de 3 cm de espesor que constituyen la zona pisable de la pasarela.

Como cualquier dosificación de HMAR, las mezclas diseñadas por la UPV estuvieron caracterizadas por una elevada cantidad de cemento (> 750 kg/m^3) y la presencia de una alta proporción de adiciones puzolánicas. El tamaño máximo del árido fue de 1,6 mm empleando un 2,5% sobre la cantidad de material conglomerante de aditivo superplastificante. La relación agua/conglomerante fue de 0,175. Ambas mezclas se diseñaron con 78 kg/m^3 de fibras lisas de 13 mm de longitud y 0,16 mm de diámetro y 78 kg/m^3 de fibras con gancho de 30 mm de longitud y 0,375 mm de diámetro, ambos tipos de fibras con una esbeltez de 80. Las fibras cortas son las responsables del control del proceso de multifisuración, mientras que las fibras de mayor longitud con gancho proporcionan una mayor ductilidad. La sinergia entre ambos tipos de fibras confiere al HMAR unas excelentes propiedades de resistencia y ductilidad.

En las losas para el tablero, el uso de ambas tipologías de fibras es crucial para su correcto funcionamiento estructural. Su espesor reducido de tan solo 3 cm y la ausencia de refuerzo convencional provocan que la fibra sea la responsable última de la resistencia y ductilidad, siendo imprescindible el uso de fibra larga. En el resto de la estructura se podría haber prescindido de las fibras con gancho, ya que el armado convencional es el responsable último de la ductilidad mientras que las fibras tienen la misión principal de control de fisuración y durabilidad. La sustitución de la fibra larga por fibra corta hubiera supuesto una mejora de la fluidez de la mezcla entre las armaduras y una mejora sustancial en las condiciones de fabricación.

Para ambas tipologías de HMAR se obtuvo una resistencia característica de 135 MPa a 28 días sobre probetas cúbicas de 100 mm de lado curadas a 20 °C en cámara húmeda, resistencia que alcanzaba los 160 MPa tras 90 días desde la fabricación. En muchos textos científicos se considera una resistencia característica mínima a 28 días de 150 MPa para el HMAR. Sin embargo, haber conseguido este tipo de material hubiera supuesto un notable incremento del precio de las materias primas, difícilmente compensable por la mínima reducción de secciones que este incremento de resistencia a compresión hubiera supuesto.

Conseguir una elevada fluidez con una gran estabilidad frente a la segregación de la fibra es un aspecto muy importante en el diseño del HMAR, ya que es muy común que las secciones de elementos de HMAR sean reducidas y, muchas veces, fuertemente armadas. Esto se consigue con la presencia de una gran cantidad de partículas ultrafinas en la mezcla, que si bien dan una gran estabilidad frente a la segregación, incrementan en gran medida su viscosidad. En líneas generales se puede garantizar la correcta estabilidad y fluidez de la mezcla con escurrimientos en el rango de 680-760 mm y t_{500} inferiores a 5 s. En la figura 9 se muestra la evolución del escurrimiento en el tiempo y su aspecto para el HMAR gris-pizarra.

4. Diseño estructural

El análisis estructural de la pasarela se llevó a cabo mediante un modelo 3 D en el software de cálculo SAP2000 (fig. 10). Las acciones de cálculo y sus posibles combinaciones se obtuvieron siguiendo los criterios de la IAP-11. La tabla 1 recoge los parámetros más importantes considerados en el análisis. Fuera de ella quedan el valor de la retracción final, 550 μm/m, y el coeficiente de fluencia para una edad de carga de 7 días (de 1,57), según las recomendaciones de la Asociación Francesa de Ingenieros Civiles (AFGC) [5].

El diseño tan complejo de esta pasarela requirió un profundo análisis del comportamiento estructural de sus elementos. Este procedimiento de análisis quedó avalado por los resultados obtenidos en el ensayo de un prototipo diseñado con una geometría, armados y sistema de fabricación similar al de la pasarela. Aunque este apartado se centra en el estudio de las diagonales traccionadas, las losas del tablero y el diseño y comportamiento de un prototipo de verificación estructural, se trataron otros

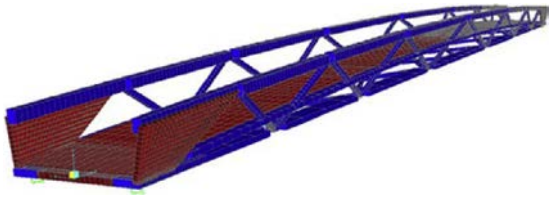


Figura 10. Modelo de cálculo de esfuerzos lineal implementado en SAP2000.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Tabla 1
Acciones consideradas en el diseño de la pasarela

Peso propio (KN/m^2)	Sobrecarga característica (KN/m^2)	Fracción frecuente de la sobrecarga (KN/m^2)	Desplazamiento vertical bajo la acción de la sobrecarga frecuente (cm)
5,3	5	2	3,6
Velocidad básica del viento (m/s)	Incremento de temperatura (°C)	Descenso de temperatura (°C)	Horizontal/Vertical aceleración máxima sísmica (m/s^2)
18	34,2	11,5	3,44/2,41

problemas de especial importancia como el diseño de las juntas de construcción o la inestabilidad del cordón comprimido.

Las juntas de construcción (ver apartado 5) aparecen por la inviabilidad de fabricar la pasarela en una única tirada. Se decidió fabricarla en 5 fases, por lo que fue necesario evaluar las tensiones tangenciales en los planos de unión de las diferentes piezas para obtener las necesidades de armado a cortante y rasante. Esto se realizó mediante un análisis lineal de la estructura, obteniendo las tensiones rasantes a nivel de las juntas de construcción. La armadura necesaria se calculó sin tener en cuenta la contribución del HMAR en la junta.

La inestabilidad del cordón comprimido se analizó por medio de un análisis no lineal geométrico y mecánico realizado con el programa de cálculo SAP2000. La estabilidad lateral del cordón comprimido determinó el diseño de su ancho variable a lo largo de su longitud, su aligeramiento interior para aumentar el radio de giro de la sección y disminuir el peso y el refuerzo de las diagonales comprimidas.

4.1. Bases de cálculo del hormigón de muy alto rendimiento

Las propiedades a tracción de ambos HMAR se obtuvieron a partir de probetas de dimensiones similares a los elementos estructurales que representan, siguiendo los criterios de caracterización propuestos por la AFGC [5]. Para ello, se utilizaron probetas prismáticas de 100 × 100 × 500 mm y 200 × 30 × 500 mm para caracterizar el HMAR gris-pizarra y el HMAR ocre, respectivamente. Las probetas fueron ensayadas mediante ensayos a flexotracción de probetas sin entalla a 4 puntos.

A partir de la ley carga-flecha obtenida directamente del ensayo, se puede deducir la ley constitutiva σ-ε mediante un procedimiento de análisis inverso desarrollado en la UPV específicamente para este material [15]. Este procedimiento se basa en una transformación no lineal desplazamiento–curvatura y un posterior equilibrio de flectores y axiles en la sección central para cada valor de curvatura obtenido, asumiendo una ley constitutiva trilineal a tracción y un comportamiento lineal a compresión.

La figura 11 muestra la ley σ-ε característica de las probetas ensayadas para cada uno de los HMAR, y la ley σ-*w* de cálculo obtenida siguiendo los criterios de la metodología de la UPV. Como se observa en la figura 11 (izquierda), la deformación característica es mayor en las probetas de menor espesor, debido a una separación menor entre fisuras. Sin embargo, la abertura de fisura en el pico permanece constante para ambos tipo de probeta (fig. 11, derecha). Al contrario de lo esperado, la resistencia característica máxima a tracción en las probetas de 30 mm de espesor es más pequeña. Aunque era de esperar una mayor efectividad de la fibra al reducir el espesor de la sección, parece que el efecto 2 D debido al mayor ancho en este tipo de probetas es predominante.

El comportamiento a compresión del HMAR se puede considerar lineal hasta el 80-90% de la carga máxima, con una tensión de rotura característica de 135 MPa, una deformación máxima en rotura de aproximadamente el 3.5‰, y un módulo de elasticidad de 48 GPa. La figura 12 muestra la ley de compresión característica del HMAR. Para el cálculo se asume una deformación máxima del hormigón en estado límite último (ELU) del 3‰, de acuerdo a los criterios de la AFGC (2013) [5] y un coeficiente de envejecimiento de 0,85 (fig. 12).

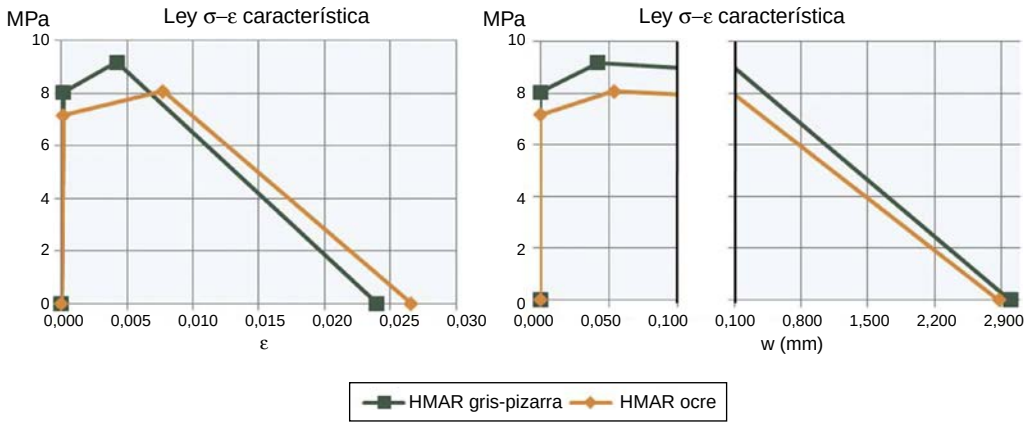


Figura 11. Ley característica a tracción del HMAR.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

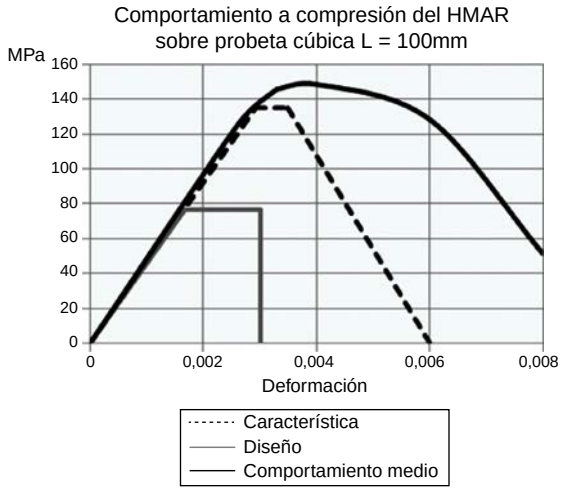


Figura 12. Comportamiento a compresión del HMAR.

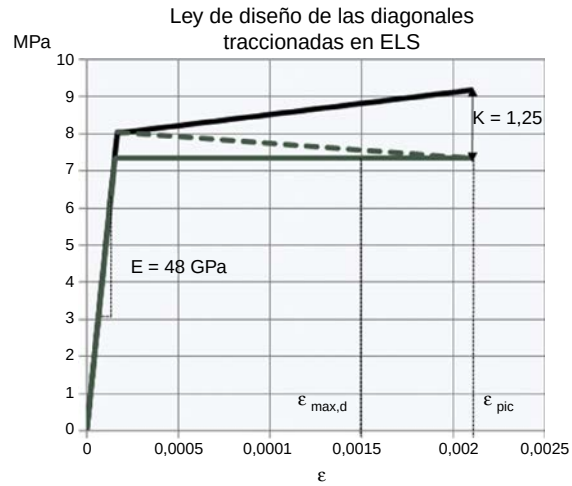


Figura 13. Ley de diseño a tracción de las diagonales en ELS.

4.2. *Diseño de las diagonales traccionadas*

Las diagonales de la celosía Warren modificada que constituyen la pasarela están sometidas alternativamente a esfuerzos de tracción y compresión. Ambos tipos se diseñaron con una sección transversal rectangular de 0,12 × 0,15 m y un refuerzo pasivo de 4Φ20. Si bien la caracterización del material se llevó a cabo mediante ensayos de flexotracción, las propiedades a tracción de los hormigones con fibras no son intrínsecas del material, sino que varían dentro de un elemento estructural en función de:

- Orientación de las fibras: que se ve afectada por los sistemas de vertido y las propiedades en estado fresco del hormigón.
- Tipo de esfuerzos actuando sobre el elemento estructural: axil, flexión, o una combinación de ambos.
- Tamaño y geometría: que determinan el patrón de fisuración a lo largo del elemento y la longitud característica del mismo.

Para su diseño en ELS se han tenido en cuenta ciertas consideraciones. De acuerdo con la caracterización del material, la máxima tensión a tracción tiene lugar para una abertura de fisura de aproximadamente 46 μm (fig. 11, derecha). Para este tipo de elementos se estima una separación media entre fisuras de 20 mm. Teniendo en cuenta que la deformación media es el cociente entre la abertura de fisura y la separación entre fisuras, se espera una deformación para la tensión de tracción en el hormigón máxima en estos elementos del 2,3‰. Las repercusiones de este valor para el cálculo son enormes, ya que significaría que se podrían alcanzar deformaciones del 2,3‰ con valores de abertura de fisura prácticamente despreciables. Si se tiene en cuenta, además, que la deformación de plastificación de las armaduras es de aproximadamente el 2,4‰ en servicio, se puede garantizar que el elemento no fisura antes de la plastificación de las armaduras.

Para el diseño, la tensión máxima de tracción se ha reducido mediante el uso de un coeficiente K de orientación de fibras de 1,25, tal y como se propone en las recomendaciones de la AFGC (2013) [5]. Además, se decidió limitar la deformación máxima del hormigón al 1,5‰ en el análisis seccional para así garantizar el cumplimiento del ELS (fig. 13).

En el diseño de las diagonales es importante tener en cuenta que los mayores esfuerzos se encuentran en las proximidades de los nudos, donde existe una combinación de esfuerzos axil y flector. En estas zonas es importante garantizar una transmisión suave de tensiones evitando concentraciones puntuales de deformaciones que podrían generar la aparición de una única fisura con una abertura de fisura mucho mayor de la estimada. Evitar la concentración local de deformaciones es un asunto crucial para garantizar la durabilidad de la estructura. Esta razón, unida a razones puramente estéticas, fue la causante de que los extremos de las diagonales en su intersección con los cordones superior e inferior se diseñaran redondeados. Además, en este tipo de elementos en celosía, garantizar la correcta alineación del eje de las diagonales y de los cordones es clave para evitar esfuerzos no deseados.

En ELU se considera que el refuerzo alcanza su tensión de plastificación con la formación de una rótula plástica en el punto más débil de la barra. De acuerdo con la EHE-08, se considera una deformación máxima a nivel de las armaduras del 10‰. Se ha utilizado un coeficiente de orientación de fibras $K = 1{,}25$ y un coeficiente de seguridad para el hormigón con fibras a tracción de $\Upsilon_{cf} = 1{,}3$.

Para el cálculo en ELU de hormigones con fibras es necesaria la elección de la longitud característica, que permite transformar la abertura de fisura en deformación media. Aunque en la AFGC (2013) [5] se propone una longitud característica de ¾ el canto del elemento, se decidió adoptar un valor de longitud característica igual al canto del elemento. Esta hipótesis queda del lado de la seguridad ya que conduce a una estimación de la abertura de fisura mayor, y por tanto a una menor tensión residual de cálculo en ELU (fig. 11, derecha). Teniendo en cuenta una deformación máxima del 10‰ y una longitud crítica en estos elementos de 0,15 m, se puede estimar una abertura de fisura máxima en ELU de 1,5 mm, sabiendo que la abertura de fisura es el producto entre la deformación y la longitud característica. Teniendo en cuenta los resultados de caracterización del material (fig. 11, derecha), la abertura máxima estimada, el

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

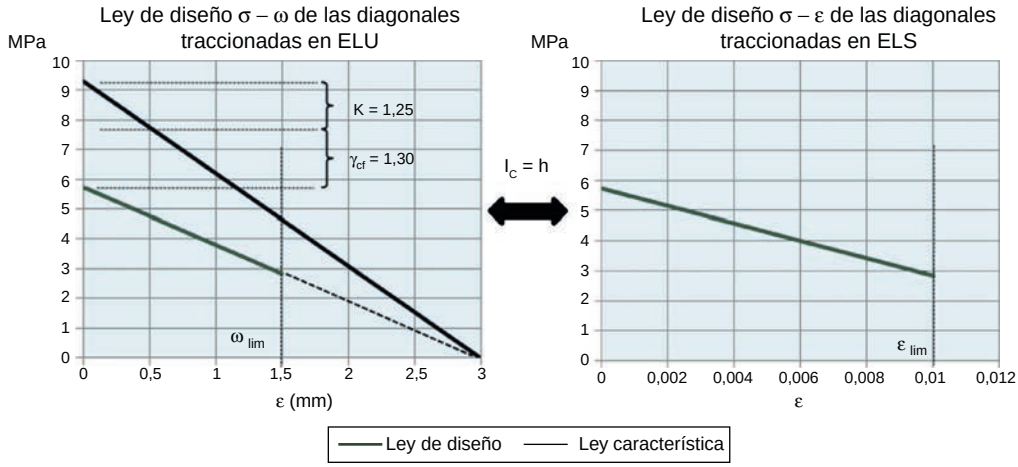


Figura 14. Ley de diseño a tracción de las diagonales en ELU.

coeficiente de orientación de fibras y el coeficiente parcial de seguridad del material, se puede obtener la ley de cálculo σ–ε para el cálculo en ELU de las diagonales traccionadas que se representa en la figura 14.

4.3. Diseño de las losas del tablero

Todas las losas de tablero se fabricaron con el HMAR ocre, con 30 mm de espesor y sin ningún tipo de refuerzo aparte de las fibras. Cada una de las losas tiene una dimensión diferente, en longitud y anchura. La mayor parte de ellas tiene una longitud de 3,55 m y un ancho de 2,90 m. Con el fin de garantizar la seguridad estructural y disminuir al máximo el canto de las losas, se propuso un sistema hiperestático de apoyo (fig. 15).

El sistema de vertido (fig. 15, derecha) se diseñó para evitar en la medida de lo posible el flujo transversal del hormigón, con el fin de obtener una distribución de fibras similar a la obtenida en las probetas de caracterización. Para analizar la idoneidad de este sistema, se fabricó una losa siguiendo este procedimiento de llenado. De ella se extrajeron, mediante un procedimiento de serrado en las 2 direcciones principales de la losa, probetas del mismo tamaño que las probetas de caracterización, asegurándose que los resultados eran acordes a los obtenidos inicialmente en ellas.

Al igual que en las diagonales, se utilizó un coeficiente de seguridad en ELU para el hormigón con fibras a tracción de $\Upsilon_{cf} = 1{,}3$ y un coeficiente de orientación de fibras $K = 1{,}25$. En este caso, y dado que la ductilidad es un factor de diseño decisivo en este tipo de elementos, estos factores no solo se aplicaron en tensiones sino también en deformaciones (fig. 16, izquierda)

Se realizó un análisis no lineal utilizando software FEDEASLab-Release 2.6 [16] mediante un elemento finito 1 D formulado en flexibilidad con la ley uniaxial a tracción de cálculo de la figura 16 para la comprobación de las losas en ELU. La ley tensión equivalente-curvatura resultado del análisis se muestra en la figura 16, derecha. Se consideró, del lado de la seguridad, un modelo conservativo de transmisión de cargas únicamente en dirección longitudinal, despreciando la rigidez en 2 D real de las losas.

En este tipo de elementos, al encontrarse todos los puntos por debajo de la tensión máxima a tracción del material no es necesaria la comprobación del ELS ya que se garantiza que la abertura de fisura es inferior a 50 μm (fig. 11, derecha).

4.4. Prototipo para la verificación estructural

Para garantizar el correcto funcionamiento estructural y verificar las consideraciones realizadas en el cálculo, se fabricó un prototipo. Este consistió en una celosía Warren de 6,6 m de longitud y 1,02 m y un total de 6 diagonales de 0,12 m de ancho con una inclinación constante de 42° (fig. 17). Las diagonales en compresión se diseñaron con un canto de 0,08 m sin ningún tipo de armado convencional. Las diagonales en tracción se diseñaron con un canto de 0,12 m reforzadas con 3Φ25. El cordón inferior de la celosía incluía 6 cordones Y1860S7. El prototipo se construyó en dos fases con el fin de generar una junta de construcción similar a la de la pasarela. El prototipo se diseñó y fabricó con los objetivos de:

- Garantizar la correcta distribución de fibras siguiendo los procedimientos de hormigonado que se emplearían posteriormente en la ejecución de la pasarela
- Asegurar el comportamiento en servicio de las diagonales traccionadas
- Comprobar el correcto funcionamiento de la transmisión de esfuerzos en los nudos
- Comprobar el rasante producido en la junta de hormigonado del cordón inferior, al transferir el pretensado
- Verificar la capacidad de las diagonales comprimidas

El esquema de ensayo se puede observar en la figura 17 (izquierda). El fallo de la estructura tuvo lugar en una de las diagonales comprimidas de apoyo (fig. 17, derecha) con una carga en centro luz de 1.168 KN, lo que supone un axil en la diagonal de 872 KN, con una tensión de compresión de 91 MPa; valor que coincide con la carga máxima de rotura prevista teniendo en cuenta la esbeltez de estos elementos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

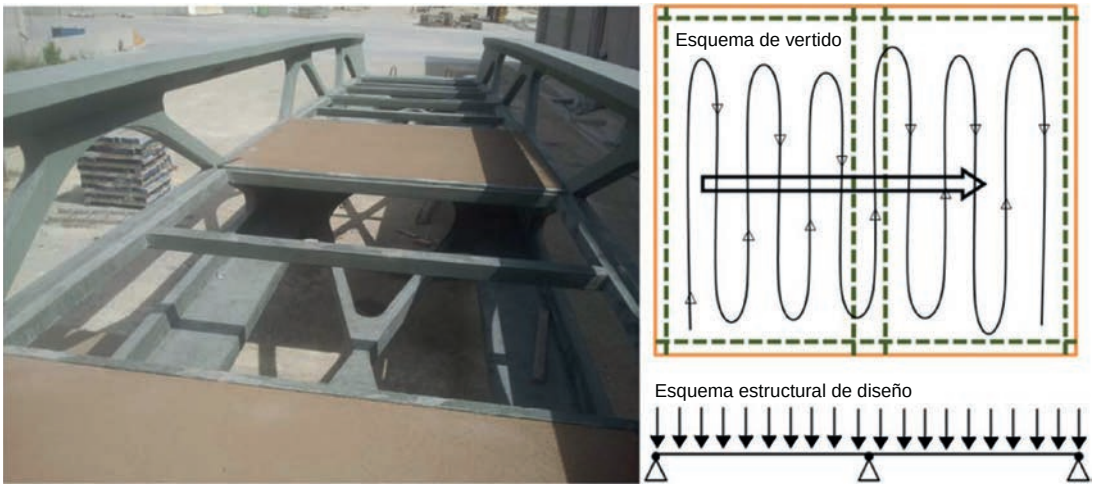


Figura 15. Sistema de apoyo de las losas (izquierda); esquemas de vertido y diseño de las losas (derecha).

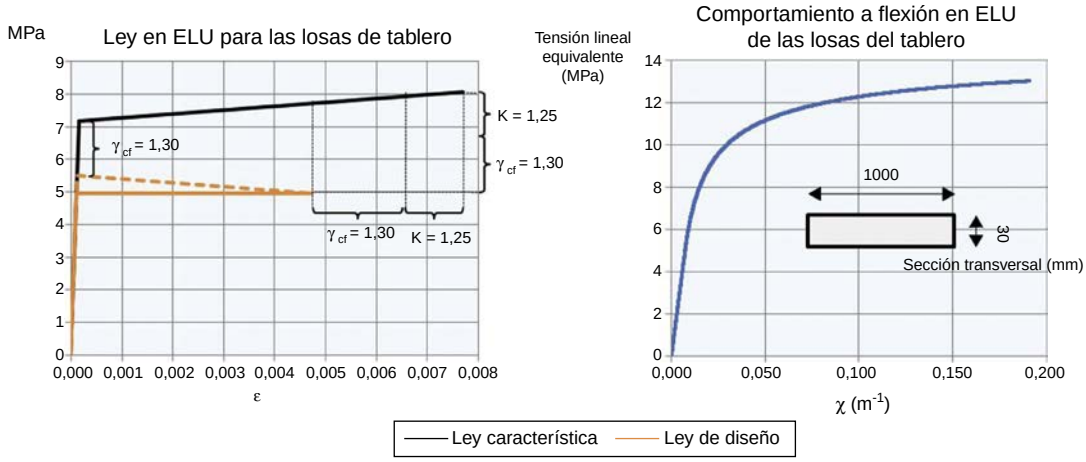


Figura 16. Ley de cálculo para las losas en ELU (izquierda) y respuesta seccional (derecha).

Un conjunto de barras de armado procedentes del mismo lote que las utilizadas fueron ensayadas previamente a la rotura de la celosía, dando como resultado una tensión de plastificación de 550 MPa y un módulo elástico de 210 GPa.

En el momento de la rotura se midió una deformación del 2,5‰ en el centro de las diagonales traccionadas. De los resultados se puede deducir una contribución del hormigón a ese nivel de deformación de 7,8 MPa. Nótese que se trata de un valor inferior al obtenido en los ensayos de caracterización. Se sabe que existe una diferencia importante entre los elementos sometidos a flexión y los sometidos a tracción pura debido a la orientación de las fibras. Mientras que en los ensayos a flexión las tensiones se concentran en los bordes, donde el efecto pared de orientación de fibras es mayor, en los ensayos a tracción pura toda la

Figura 17. Configuración de ensayo del prototipo (izquierda) y rotura de la diagonal comprimida (derecha).

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 18. Patrón de fisuración de una diagonal traccionada al 2,5‰ de deformación media.

sección está cargada. Este efecto puede explicar la diferencia de comportamiento obtenida. En estas diagonales se midió una separación media entre fisuras de 18 mm, solo visible al humedecer la superficie (fig. 18), acorde con el valor de separación media prevista indicado en el apartado 4.2.

La celosía se comportó tal y como había sido previsto sin observarse ningún tipo de fisuración ni en la zona de la transferencia del pretensado ni en los nudos de la celosía, validando los métodos de cálculo empleados.

5. Fabricación

La estructura de HMAR se planteó para ser ejecutada íntegramente en taller, llevándose mediante transporte especial desde la casa de prefabricados hasta su emplazamiento definitivo, para ser colocada allí sobre los aparatos de apoyo previamente dispuestos en obra.

Para la ejecución de la pasarela se han empleado un total de 28,5 m^3 de HMAR, lo que supone un peso propio de la estructura, junto con cristales de seguridad, iluminación y equipamientos, de aproximadamente 70 Ton (68,4 Ton en estructura y 1,6 Ton en equipamientos), frente a las 71 Ton de la solución inicial en acero (67 Ton de acero estructural y 4 Ton en la cubierta de cobre, la tarima de madera y las barandillas de acero).

La complejidad del diseño final obligó a su construcción por fases para conseguir ejecutarla dentro del presupuesto previsto y con las garantías de seguridad necesarias. Se llevaron a cabo un total de 5 fases de construcción en las que se fabricaron de manera progresiva las celosías laterales, el cordón comprimido, la celosía de conexión inferior, las riostras transversales y, finalmente, las losas del tablero. Esto supuso la aparición de 3 juntas de construcción en cada una de las celosías laterales que fueron debidamente tratadas en el cálculo (fig. 19).

Se realizó un nuevo prototipo con el fin de definir los ritmos de trabajo y de producción necesarios, decidir la forma de vertido más adecuada para evitar la formación de juntas, y confirmar la idoneidad de los posteriores tratamientos de mejora del acabado superficial para asegurar la calidad estética de la pasarela. Este prototipo consistió en la fabricación un tramo de 8 m de pasarela (fig. 20), correspondiente a la zona central. La figura 20 muestra a la izquierda uno de los laterales tras la segunda fase constructiva, y a la derecha el aspecto del prototipo antes de la colocación de las losas.

5.1. Criterios generales de fabricación

Al tratarse de un hormigón poco convencional, fue necesario un proceso de aprendizaje de la tecnología de fabricación y puesta en obra del HMAR por los trabajadores de la empresa de prefabricados. Durante esta fase de aprendizaje hubo que lidiar con ciertos aspectos de fabricación. Por un lado, la esbeltez de la fibra corta favorecía la formación de erizos de fibras, tanto si se incluía en la mezcla en seco como si se introducía de manera muy rápida una vez la mezcla se encontraba fluida. La solución fue la utilización de un tamiz vibrante que rompía los erizos de fibras antes de entrar en la amasadora con la mezcla ya en estado fluido. Este sistema, si bien evitada la formación de cualquier tipo de erizo en la mezcla, supuso una dilatación de los tiempos de fabricación hasta los 40′ para amasadas de 1,5 m^3, condicionando los tiempos y orden de llenado de los moldes.

Durante el vertido del hormigón, el personal fue instruido para evitar a toda costa la formación de juntas frías en el HMAR, que generarían zonas débiles sin presencia de fibras en el elemento estructural. A grandes rasgos, se pueden definir 2 tipos de juntas frías: juntas verticales creadas por el choque de 2 frentes de hormigonado (fig. 21a), y juntas horizontales creadas por la formación de una «costra» superficial por pérdida de humedad

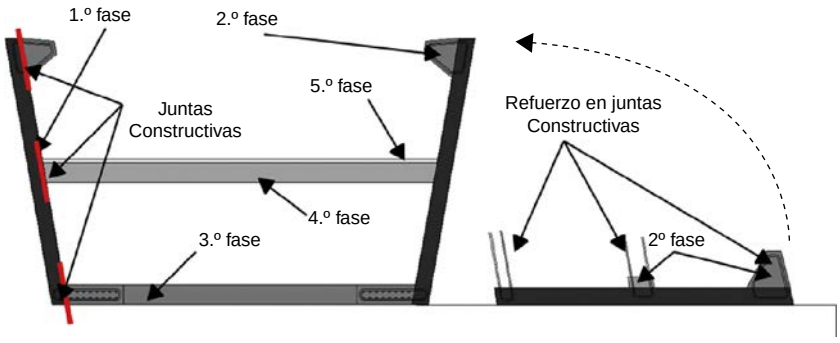


Figura 19. Fases de hormigonado (izquierda) y detalle de la primera y segunda fase en posición horizontal (derecha).

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 20. Prototipo de verificación del proceso de construcción.

de la capa más superficial si los tiempos entre capas sucesivas se dilatan en exceso (fig. 21b). Durante el hormigonado se deben evitar las condiciones que puedan dar lugar a este tipo de juntas frías. En el caso de que la singularidad de los elementos genere este tipo de condiciones durante el hormigonado, las juntas se deben prever en zonas armadas siendo necesario el vibrado y/o picado del hormigón en ellas.

5.2. *Primera fase*

En la primera fase se fabricaron las celosías laterales en posición horizontal (fig. 22). Debido a que los huecos que dan forma a la celosía son simétricos, cada lateral se fabricó en dos piezas para utilizar los mínimos moldes metálicos necesarios.

Una vez los elementos metálicos que definen los huecos estaban completamente fijados a la mesa mediante imanes, se introducía el armado. En la figura 22, derecha, se puede apreciar la armadura de conexión con el resto de los elementos de las diferentes fases. Además, se puede ver el aligeramiento del cordón comprimido realizado a base de tubos de PVC, que se interrumpían en la zona de los nudos.

5.3. *Segunda fase*

En la segunda fase se completó el hormigonado del cordón superior y del nervio longitudinal para el apoyo del tablero. Si bien estos elementos forman parte de la celosía lateral, la diferencia de cotas obligaba a realizarlo en una segunda fase. Esta fase comenzaba 5 h después de la finalización de la primera fase, una vez que el hormigón del fondo se había endurecido lo suficiente para resistir la presión del nuevo hormigón.

La estrecha abertura del cordón superior, junto con la elevada densidad de armadura de rasante en la zona de los nudos obligó a utilizar un embudo (fig. 23) para asegurar que el hormigón pasaba a través de las armaduras sin dejar ninguna coquera en el molde.

Cuando las cuatro piezas que constituían los dos laterales de la pasarela estaban terminadas, se levantaron de su posición horizontal (fig. 24) y se llevaron al molde de las artesas convencionales que disponía de una pendiente de 1 H:6 V (fig. 25). La conexión entre las dos mitades de la celosía lateral se realizó mediante un hormigonado posterior también con HMAR siguiendo el esquema de la figura 24, derecha, mediante barras Φ25 soldadas en cada uno de los extremos.

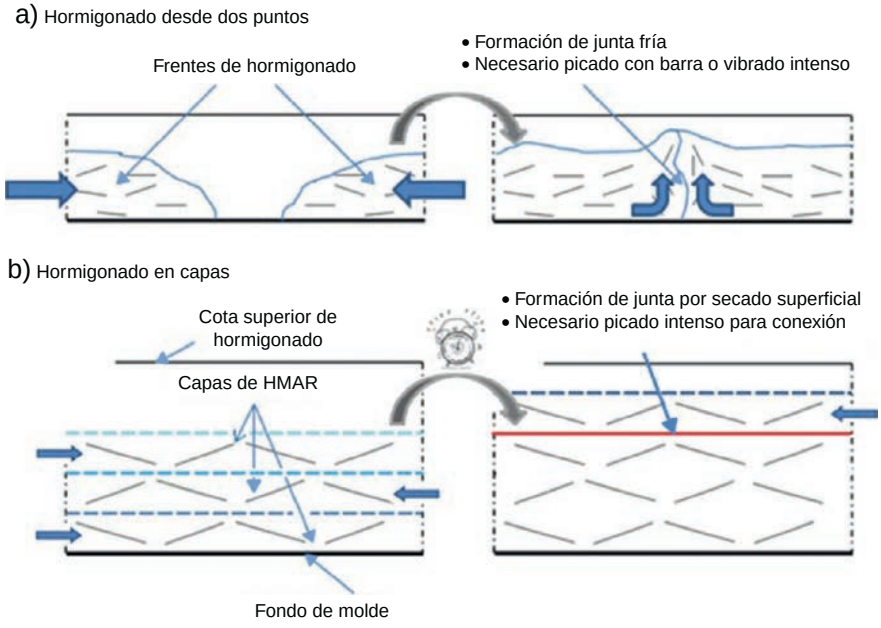


Figura 21. Definición de juntas frías de hormigonado y tratamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

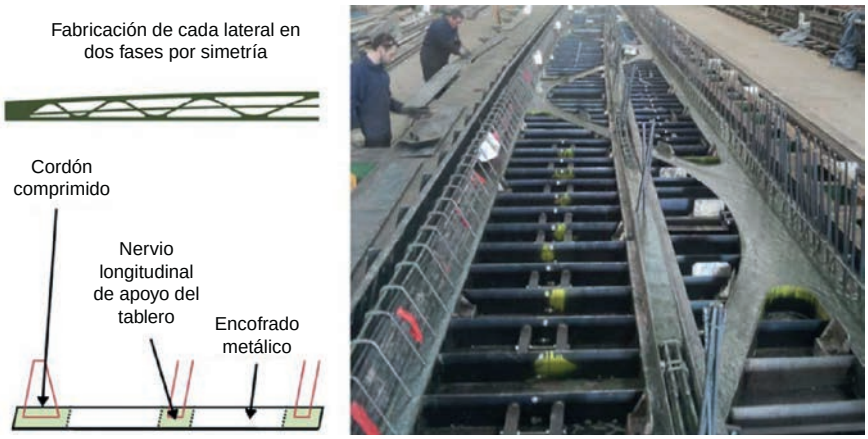


Figura 22. Esquema de hormigonado de la primera fase (izquierda); vista tras la finalización de la primera fase de fabricación (derecha).

Figura 23. Preparación del encofrado del cordón superior (izquierda) y vertido con embudo (derecha).

5.4. *Tercera fase*

Una vez posicionadas las celosías laterales en el molde de la artesa, se comenzó la preparación para la fabricación de la celosía inferior en posición horizontal. Al igual que se hizo con la celosía lateral, se aprovechó la simetría de los huecos para reutilizar los moldes metálicos y fabricar la celosía inferior en dos fases. Una vez posicionados los moldes metálicos, se lanzaron y tesaron los cables de pretensado para después montar la armadura de las diagonales de la celosía inferior y la armadura de rasante de conexión (fig. 25)

5.5. *Cuarta fase*

Finalizada la celosía inferior se colocaron los moldes para la fabricación de las riostras transversales, encargados de dar la rigidez necesaria a la estructura además de soportar las losas del tablero (fig. 26). Tras siete días desde la finalización

Figura 24. Transporte de una mitad de la celosía lateral (izquierda); conexión de ambas celosías (derecha).

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 25. Tercera fase de hormigonado. Preparación de la celosía inferior en X.

de la fabricación de la última riostra transversal tuvo lugar el destesado de los cables. El desplazamiento ascendente vertical en centro luz fue de 2,8 cm, ligeramente superior al valor previsto, alcanzando los 5 cm 28 días después de la transferencia del pretensado.

5.6. Quinta fase

Las losas del tablero de tan solo 3 cm de espesor y sin ningún tipo de armado convencional, se fabricaron independientemente sobre un molde de goma que ofrecía la textura antideslizante necesaria para garantiza el confort de los peatones. En la figura 27 se muestra una imagen del sistema de vertido de una de las losas. Tras su fabricación, las losas se voltearon y se llevaron a su posición final sobre los rebajes realizados en los nervios de apoyo (fig. 28). Su correcta nivelación se realizó mediante mortero dispuesto sobre los nervios. Las juntas entre las losas y los nervios se rellenaron también con mortero. Para evitar el levantamiento de las losas frente a las acciones de viento, se dispusieron unos anclajes desde la losa al nervio longitudinal, aprovechando los mismos taladros realizados en la losa para su elevación.

Figura 26. Pasarela tras la finalización de la cuarta fase de hormigonado.

Figura 27. Fabricación de las losas con HMAR ocre.

5.7. Mejora de los acabados

Una de las ventajas estéticas del HMAR reside en su capacidad para imitar cualquier tipo de acabado superficial sobre el que se hormigone debido a la presencia de materiales ultrafinos. Esto permite obtener una gran calidad de la superficie en contacto con el molde, pero obliga a que este mantenga un nivel de calidad acorde. Esta cualidad nos permitió dotar a la superficie pisable de las losas de un acabado antideslizante que aportó al conjunto una estética final muy conseguida (fig. 29).

Sin embargo, es necesario prestar especial atención a la estanquidad y el acabado de los moldes que se empleen, revisando prácticas habituales en la prefabricación como puntos de soldadura, sellado de juntas o lijado de fondos de molde, ya que cualquier imperfección quedaría reflejada en el HMAR. Por su parte, las caras de llenado presentan una mayor problemática que la simple revisión de moldes. Por un lado, el acabado de estas caras no se correspondía con la calidad estética del resto. Además, las fibras de acero sobresalían en estas caras y también en los cantos vivos, suponiendo un riesgo para el usuario si no se tomaban medidas.

El problema de la estética correspondiente a la cara de llenado se resolvió repasando con mortero y posteriormente con pintura, generando un acabado acorde con el resto de la estructura. Para resolver el problema de las fibras resultó necesario un

Figura 28. Disposición de las losas sobre los nervios longitudinales y transversales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 29. Textura de las losas superficiales.

primer lijado de las fibras salientes y una pasada de soplete que eliminase las puntas.

6. Control de calidad

Durante todas las fases de la construcción de la pasarela se llevó a cabo un control intensivo de cada una de las amasadas fabricadas, siempre de volumen inferior a 1,5 m^3. El volumen total de HMAR gris-pizarra y ocre utilizado fue de 22,7 y 4 m^3, respectivamente. El número y tipo de probetas fabricadas para cada uno de los hormigones se indican en las tablas 2 y 3. Los resultados de los ensayos mostraron que las propiedades mecánicas exigidas en proyecto se habían cumplido en el hormigón fabricado para la pasarela.

7. Prueba de carga

La prueba de carga tuvo lugar en la propia casa de prefabricados antes de su transporte hasta Alicante. Se llevó a cabo tanto una prueba de carga estática como dinámica de acuerdo con la IAP-11.

Figura 30. Paquetes de barras apoyados sobre maderas para la prueba de carga estática.

La prueba estática consistió en cargar la totalidad de la pasarela con el 60% de la sobrecarga de uso característica, 3 KN/m^2. A tal fin, se dispusieron paquetes de barras de acero y mallas electrosoldadas sobre las losas del tablero, que se apoyaron sobre elementos de madera para controlar los puntos de carga. La configuración de estos elementos se puede ver en la figura 30. Se previó un desplazamiento de 3,9 cm en centro luz, que fue tan solo de 3 cm, mostrando el buen comportamiento de la pasarela.

Para llevar a cabo la prueba de carga dinámica fue necesario acordar con la dirección de obra los casos de carga. Para esta pasarela se definió un tráfico basado en pequeños grupos de peatones, con alguna posibilidad de grandes grupos, pero baja probabilidad de carga completa. Se comprobó que para todos los casos de carga definidos, las fuerzas ejercidas por los peatones no inducían vibraciones por encima de los límites establecidos en la IAP-11.

8. Transporte y colocación

Una vez completada la pasarela y aprobada la prueba de carga, la pasarela se transportó desde la empresa de prefabricados en Buñol (Valencia), hasta el Barranco de las Ovejas en Alicante. Los requisitos no distaban de los habituales para el transporte de un elemento de estas dimensiones (fig. 31), pero sí que tuvo que estudiarse convenientemente la posición de los puntos de apoyo, tanto para la elevación como para el transporte.

Tabla 2
Control de calidad del HMAR gris-pizarra

Número de probetas	Forma	Tamaño	Ensayo	Valor medio (MPa)	Coeficiente de variación (%)
17	Cilíndrica	Φ150/300 mm	Módulo elástico	48511	2,5
34	Prismática	100 × 100 × 450 mm	Flexotracción a 4 puntos	31,2	12,2
17	Prismática	150 × 150 × 450 mm	Flexotracción a 4 puntos	32,7	13,7
17	Prismática	150 × x30 × 450 mm	Flexotracción a 4 puntos	27	12,1
68	Cúbica	100 × x100 × 100 mm	Compresión	147,4	3,8

Tabla 3
Control de calidad del HMAR ocre

Número de probetas	Forma	Tamaño	Ensayo	Valor medio (MPa)	Coeficiente de variación (%)
14	Prismática	150 × 30 × 450 mm	Flexotracción a 4 puntos	29,8	9,9
28	Cúbica	100 × 100 × 100 mm	Compresión	141,9	3,3

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 31. Transporte de la pasarela a su paso por la A-3 a la altura de Buñol (Valencia).

Figura 32. Colocación de la pasarela en el Barranco de las Ovejas.

Una vez en obra, la pasarela se colocó en su posición definitiva mediante el uso de dos grúas que trabajaron de forma conjunta en su izado (fig. 32). Tras la puesta de la pasarela tuvo lugar la colocación de los vidrios de seguridad en los huecos que la celosía lateral dejaba sobre la cota del tablero. Posteriormente, se dispusieron los elementos de iluminación. La figura 33 muestra una vista general de la pasarela terminada.

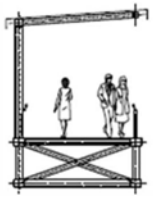
9. Análisis económico

Durante el estudio de soluciones se llevó a cabo una comparación económica entre la solución en acero inicialmente proyectada (fig. 1), una nueva solución realizada con hormigón pretensado (HP-50) y la alternativa en HMAR (tabla 4). Dadas las características de la obra de encauzamiento, la pasarela debía

Figura 33. Pasarela de HMAR sobre el Barranco de las Ovejas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Tabla 4
Comparación entre la solución en HMAR y alternativas con materiales convencionales

		Acero	HP-50	HMAR
Coste del material	€/m^3	7.810	60	1.500
	€/kg	1	0,024	0,60
Sección transversal				
Alzado				
Volumen total	m^3	8,6	101,5	26,7
Peso total	Ton	67	253,7	66,8
Coste de la estructura	€/m^3	18.954	1.161	6.929
	€/kg	2,43	0,46	2,77
	€	163.800	124.000	185.000[d]
Coste del material[a]	%	40,9	4,9	21,6
Coste de fabricación[a,b]	%	59,1	95,1	78,4
Cuantía de armado	kg/m^2	-	77	57[e]
Equipamiento básico[c]	€	35.000	32.000	17.000
Coste de transporte y colocación	€	15.000	31.000	18.000
Subestructuras	€	17.000	26.000	17.000
Coste total	€	230.800	213.000	237.800

[a] Porcentaje del coste de la estructura.
[b] Mano de obra, moldes, conexiones, ferralla, etc.
[c] Barandilla y pavimento en las soluciones de acero y HP-50; vidrios de seguridad en la solución de HMAR.
[d] Se han incluido en el coste total de la estructura el coste de los prototipos[e]Se ha incluido la cuantía correspondiente a la fibra metálica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

resolverse con una mínima afección del cauce, tratando de no afectar a la planificación de colocación de escollera en el mismo, por lo que en todos los casos se plantean ejecutar la mayor parte de la estructura posible fuera del cauce.

De este modo, se contaba con una solución en acero con una estructura de 67 Ton, que debía venir conformada en su mayoría de taller. Para evitar apeos intermedios, era necesario contar con una plataforma en el cauce para ubicar las grúas capaces de montar el elemento completo de 45 × 3 m en planta y 67 Ton.

De acuerdo a los condicionantes existentes, la opción más económica en HP-50 que se propuso consistió en 2 vigas en doble T de 1,9 m de canto, con losa superior in situ de 25 cm de espesor ejecutada sobre encofrados autoportantes (tabla 4). Esta solución genera un menor gálibo si se mantiene la cota de rasante u obliga a crear unas estructuras auxiliares de acceso para elevar la cota de entrada. El peso total de esta solución ascendería a 254 Ton, repartidas entre 2 vigas de 80 Ton y el resto como losa in situ. Esto obligaría a una mayor previsión de grúas, ya que cada una de las vigas tendría un peso superior en un 20% al de la pasarela de acero, con el inconveniente extra del montaje 2 vigas, y el posterior armado y bombeo de hormigón de la losa in situ. Además, el mayor peso de la solución en HP-50 obligaría a la reconsideración de las cimentaciones.

Los resultados de la tabla 4 indican que, para ser competitivos, la solución en HMAR debe reducir el volumen respecto a una solución en hormigón convencional en torno a 3 o 4 veces, y debe mantenerse cercano al peso de las soluciones en acero. En esta situación, la solución de HMAR, a pesar de utilizar una cuantía de fibra de 150 kg/m^3, consigue reducir en aproximadamente el 25% la cuantía total de acero por metro cuadrado de pasarela respecto a la solución en HP-50.

El coste de las materias primas del HMAR representa el 21,6%, del coste total de la estructura, siendo el porcentaje de repercusión de las fibras del 13,4%. Este porcentaje es mucho más bajo en el caso del hormigón pretensado (4,9%), y mucho mayor para el acero (40,9%). En el caso del HMAR, y al contrario que en el hormigón convencional, pequeñas variaciones en el volumen total empleado pueden representar variaciones importantes en el coste final. La eficiencia estructural comienza a ser clave para la competitividad de este nuevo material, asemejándose más en este aspecto al acero.

La solución en HMAR, aun incluyendo los prototipos, tiene un coste de tan solo un 3% mayor comparado con la solución en acero. Esto muestra el potencial del HMAR para su uso en determinadas aplicaciones estructurales como solución alternativa a los materiales convencionales, incluso sin haber tenido en cuenta en ningún momento en el análisis ni la componente estética ni la reducción de los costes de mantenimiento.

10. Conclusiones

El planteamiento de materializar una pasarela de HMAR en la desembocadura del Barranco de las Ovejas en Alicante como alternativa a la pasarela metálica inicialmente planteada, surgió dentro del *proyecto modificado n.º 1 del Proyecto de acondicionamiento del Barranco de las Ovejas en su tramo final (pk 0 + 457 hasta desembocadura). Alicante*», con el objetivo de incorporar una nueva tecnología de materiales que permitiera una mejora de las condiciones de durabilidad en un ambiente marino agresivo, disminuyendo los costes de mantenimiento.

Esta pasarela peatonal de 42,81 m de luz consigue obtener el máximo provecho de las propiedades mecánicas de este innovador material a través de un alzado en celosía Warren modificada y una sección transversal en artesa de canto variable con tablero intermedio. La pasarela de HMAR sobre el Barranco de las Ovejas muestra el enorme potencial de este innovador material, ofreciendo un elevado valor añadido de sostenibilidad, gracias a las excelentes garantías de durabilidad y vida útil, con una elevada esbeltez y calidad estética. Diseñada y prefabricada con tecnología 100% española con un coste económicamente viable, esta pasarela sitúa a la tecnología española a la vanguardia de la construcción mundial.

La voluntad y espíritu innovador de todos los participantes junto con los resultados y experiencia en el diseño estructural proporcionados por los proyectos de investigación en tecnologías avanzadas de materiales de construcción llevados a cabo en la UPV y financiados por el Ministerio de Economía y Competitividad y los fondos FEDER dentro del proyecto del Plan Nacional «FISNE», referencia BIA 2012-35776, han sido la causa de la exitosa construcción de la primera pasarela en celosía del mundo realizada íntegramente con HMAR.

Relación de participantes

Propiedad: Ayuntamiento de Alicante.

Promotor: Dirección General del Agua. Consellería de Presidencia y Agricultura, Pesca, Alimentación y Agua. Plan PIP GVA.

Dirección de obra: Pedro Ballesteros Blaise-Ombrecht. ICOSA Ingeniería Civil S.A.

Equipo responsable del proyecto de la pasarela:
Pedro Serna Ros. ICITECH (UPV)
Juan Angel López Martínez. ICITECH (UPV)
Esteban Camacho Torregrosa. ICITECH (UPV)
Juan Navarro Gregori. ICITECH (UPV)
Fernando Galán. PREVALESA
Hugo Coll Carrillo. ICITECH (UPV) - ICOSA

Control de fabricación y ejecucion del hormigón de muy alto rendimiento: ICITECH (UPV)

Constructora: Vías y Construcciones S.A.

Empresa prefabricadora responsable de la ejecución: PREVALESA S.L.

Bibliografía

[1] P. Serna, J.A. López, E. Camacho, UHPFRC: De los componentes a la estructura, 54.º Congresso Brasileiro do Concreto, 8-10 October, 2012, Maceió/AL. (2012).

[2] E. Camacho, J.A. Lópea, P. Serna, Characterization of UHPFRC with three different levels of performance, 3 rd International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Contruction Materials (HIPERMAT), March 6-9 201, Kassel, Germany. (2015).

[3] E. Camacho, J.A. López, P. Serna, Reología de mezclas de UHPFRC: Viabilidad en empresa de prefabricados. 3.º Congreso Iberoamericano sobre

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

hormigón autocompactante, en: Avances y oportunidades, 3-4 diciembre 2012, Madrid, 2012.

[4] E. Camacho, J.A. López, P. Serna, Caracterización de dosificaciones de hormigón de muy alta resistencia reforzado con fibras (HMAR) con diferentes niveles de exigencia mecánica, en: V Congreso de ACHE, 25-27 octubre 2011, Barcelona, 2011.

[5] Association Française de Genie Civil (AFGC). Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes. Recommendations, 2013.

[6] SETRA-AFGC. Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete. Interim Recommendations. AFGC Groupe de travail, ed January, 2002.

[7] R. Adeline, M. Lachemi, P.Y. Blais, Design and behaviour of the Sherbrooke footbridge, en: Proceedings of the Internacional Symposium on High Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke University, 1998, pp. 59-63, 1998.

[8] E. Fehling, M. Schmidt, K. Bunje, W. Schreiber, Ultra High Performance Composite Bridge across the River Fulda in Kassel–Conceptual Design. Calculations and Invitation to Tender, en: Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 13-15 September, Kassel University, 2004, pp. 69-75, 2004.

[9] J. Resplendino, Ultra-High Performance Concretes–Recent realizations and research programs on UHPFRC bridges in France, en: Proceedings of the 2 nd International Symposium on UHPC, Kassel, 2008.

[10] Y. Tanaka, K. Maekawa, Y. Kameyama, A. Ohtake, H. Musha, N. Watanabe, Innovation and Application of UFC Bridges in Japan, Proceedings of the International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete–Designing and Building with UHPFRC: State of the Art Development, 17 -19 November 2009, Marseille, France, AFGC/fib.

[11] M. Reichel, B. Freytag, L. Sparowitz, Road Bridge Wild-UHPFRC For a Segmental Arch Structure, Proceedings of the International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete–Designing and Building with UHPFRC: State of the Art Development, 17 -19 November 2009, Marseille, France, AFGC/fib.

[12] E. Camacho, P. Serna, J.A. López, Hormigón de muy alto rendimiento reforzado con fibras (UHPFRC): innovaciones para la transmisión unidireccional de cargas, Hormigón y Acero. 63 (264) (2012), ISSN: 0439-5689.

[13] J.A. López, P. Serna, E. Camacho, Structural Design and Previous Tests for a retaining wall made with precast elements of UHPFRC, 6 th International Conference on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, June 20-22 2011, Ann Arbor, Michigan, USA (2011).

[14] J.A. López, P. Serna, E. Camacho, J. Navarro, Análisis experimental de una celosía plana para la verificación del diseño de la pasarela sobre el Barranco de las Ovejas (Alicante), 3., Congreso Iberoamericano sobre hormigón autocompactante, Madrid, 2012.

[15] J.A. López, P. Serna, J. Navarro-Gregori, E. Camacho. An inverse analysis method based on deflection to curvature transformation to determine the tensile properties of UHFPRC. Materials and Structures. DOI: 10.1617/S11527-014-0434-0.

[16] F.C. Filippou, M. Constantinides, FEDEASLab. Getting Started Guide and Simulations Examples, Technical Report NEESgrid-2004-22 (2004).

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(275):43–54
www.e-ache.com

Original

Pasarela en la Ronda de la Bahía de Santander

Footbridge over the Ronda de la Bahia Road, Santander

Roberto Revilla Angulo [a,*], Patricia Olazabal Herrero [b] y Marcos J. Pantaleón Prieto [c]

[a] *Estudio de Diseño ra Ing&Arq, Santander, España*
[b] *INECOSA, Santander, España*
[c] *Apia XXI, S.A., Santander, España*

Recibido el 16 de octubre de 2014; aceptado el 21 de enero de 2015
Disponible en Internet el 3 de agosto de 2015

Resumen

La pasarela surge de la necesidad de comunicar las localidades de Parbayón y Cacicedo superando la herida longitudinal de la autovía y proporcionando una referencia en el lugar. Se trata de una arquitectura que a través de sus estribos nace de la tierra, y de un salto limpio y claro, mediante sendos voladizos, se eleva, y a través de la viga balcón, vuela sobre la autovía para retornar de nuevo a la tierra.

La viga balcón, de 70,7 m de longitud, se encuentra empotrada a sendos voladizos y está resuelta mediante una sección semicircular mixta de canto constante de valor 1,45 m. A modo de contrapesos, como grandes piezas de hormigón armado, los estribos son los encargados de anclar la estructura al terreno, así como de realizar elegantemente la transición geométrica y estructural entre dicho terreno y ambos voladizos.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Pasarela; Diseño; Viga balcón; Sección semicircular mixta; Contrapeso

Abstract

The footbridge arises from the need to connect the locations of Parbayón and Cacicedo, overcoming the longitudinal division of the landscape made by the dual carriageway and providing a striking visual reference point on the site. Its architecture, rooted by its massive abutments, rises in one clean and clear step through its twin projecting walls, and flies over the highway by means of its elegant balcony beam, returning again to the earth.

This footbridge is formed by a 70.7 m long balcony beam, fixed to both projecting walls at either end. The flying beam is constructed of a steel-concrete composite semi-circular section 1.45 m thick. The abutments, the massive concrete pieces, are used as counterweights to anchor the structure to the terrain and gracefully achieve the geometrical and structural transition between the terrain and twin projecting walls.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Footbridge; Design; Balcony beam; Composite semi-circular section; Counterweight

1. Claves conceptuales

Todo proyecto nace de una necesidad, y de esta demanda surgen las claves conceptuales del diseño. Primeramente, la autovía a modo de herida longitudinal, de barrera física, divide el entorno e imposibilita la comunicación transversal entre ambas márgenes. La pasarela surgió como superación de un obstáculo, como elemento capaz de restablecer la comunicación transversal.

En segundo lugar, se observó la ausencia de referencias visuales en el entorno. Por ello, la pasarela construyó el paisaje y cristalizó como símbolo por encima del obstáculo, siendo capaz de crear una referencia en el lugar.

Finalmente, conscientes del entorno urbano en el que nos encontrábamos, la estética se erigió como clave y guía del diseño. La pasarela pretendió construir un lugar, humanizar un espacio

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: Roberto.revillaangulo@gmail.com (R. Revilla Angulo).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.01.001
0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

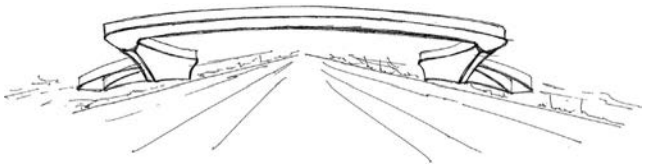


Figura 1. Boceto de la pasarela [2].

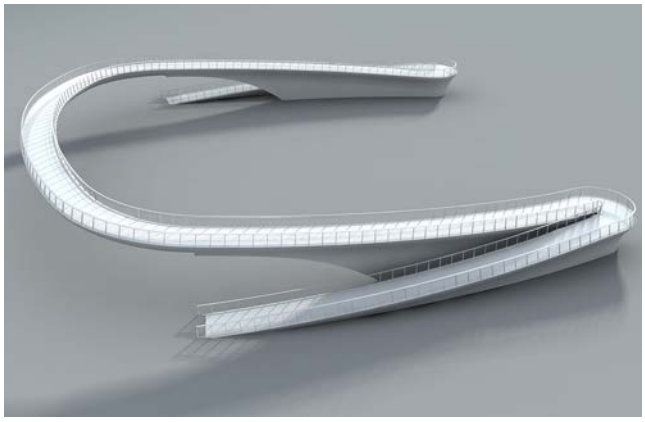


Figura 2. Perspectiva lateral de la pasarela [2].

en donde habitar con movimientos, ritmos y desplazamientos [1].

2. El proyecto y su génesis

La pasarela se visualiza como un elemento arquitectónico y como un eje de comunicación transversal que salva la barrera física de la autovía y que crea una referencia en el lugar. Con su presencia en este entorno urbano aporta una belleza singular que emana del concepto en sí mismo, y que cristaliza como paisaje.

Se trata de una arquitectura que desde el estribo nace y se separa de la tierra, y que, confrontando la gravedad, se eleva con el voladizo y, de un único salto, mediante la viga balcón, vuela sobre la autovía para retornar de nuevo a la tierra.

La pasarela, a través de su tipología estructural de viga, se relaciona de manera simple y directa con el entorno. Mediante el predominio de la horizontalidad frente a la verticalidad obliga a concentrar la materia en donde realmente es necesaria. Funde estéticamente lo funcional y lo resistente en una forma de mínima presencia a través de una fina línea horizontal que difumina el alzado (fig. 1) [2,3].

Su diseño estructural permite la compresión intuitiva de la estructura. A través de su forma activa, mediante su geometría, así como a través de los materiales utilizados, acero y hormigón, impone su manera de resistir, su carácter.

Se percibe con claridad la estructura conceptual, la pasarela empieza y acaba, salvando por encima la autovía mediante un vano extraordinario sin pilares intermedios, con elegancia, limpieza y diafanidad, sin sacrificar la resistencia estructural, erigiéndose en un triunfo sobre el obstáculo (fig. 2).

Figura 3. Planta de pasarela.

3. Descripción

El presente trabajo describe el diseño, el proyecto y la construcción de la pasarela sobre la Autovía de la Ronda de la Bahía de Santander, situada entre las localidades de Parbayón y Cacicedo.

Su doble curvatura y simetría, en planta y en alzado, y la ausencia de pilares intermedios, le confieren una forma no convencional de herradura (fig. 3) y le permiten, mediante su desarrollo y longitud total de 267,5 m, salvar en alzado el gálibo vertical necesario de 5,3 m sobre la autovía, así como cumplir con los requisitos de pendiente máxima recogidos en la normativa vigente.

La pasarela en su tramo central que vuela sobre la autovía, con el fin de minimizar su presencia visual y marcar la horizontalidad, está formada por una viga balcón cuya directriz de eje circular tiene una longitud de 70,7 m. La sección transversal de dicha viga está resuelta mediante una sección semicircular mixta de acero y hormigón de canto constante, de valor 1,45 m, cuyo radio interior es 1,61 m, y cuya losa de hormigón superior tiene un canto de 0,25 m.

Dicha viga está empotrada a sendos voladizos de hormigón, de 15 m de longitud y canto variable, a través de chapas de acero macizas dispuestas en los mismos. Ambos voladizos mediante su geometría y material van ganado firmeza, rigidez y presencia visual a medida que avanzan hacia su empotramiento en sendos estribos, los cuales concentran la materia y marcan la verticalidad de la estructura.

Los estribos son grandes piezas de hormigón armado que a modo de contrapesos recogen a la viga balcón y a sendos voladizos, empotrándolos y proporcionando la estabilidad al vuelco que la estructura necesita.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 4. Alzado frontal de pasarela [1].

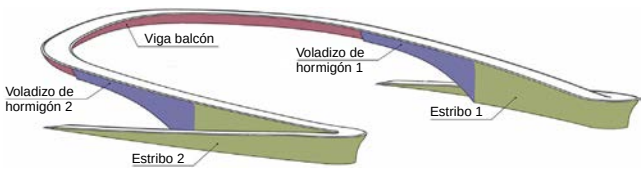


Figura 5. Disposición de elementos estructurales.

4. Diseño estructural

Se trata de una lucha entre gravedad y rigidez en la búsqueda de la belleza. La pasarela se tiende ligera y fuerte por encima de la autovía. Concentrando masa y rigidez en ambos estribos se ancla a la tierra, dotando a la estructura de la estabilidad suficiente para vencer el desequilibrio generado por el peso de sendos voladizos y de la viga balcón.

Debido a la limitación de la pendiente, la pasarela, a través de su desarrollo longitudinal, se extiende horizontalmente y se eleva en altura ganando la cota necesaria para salvar la autovía. En su confrontación con la gravedad y para vencer al vuelco, desde sendos estribos hacia el centro de la pasarela, la estructura va disminuyendo su canto e incluso cambia el material sin que ello apenas afecte a su firmeza y resistencia (fig. 4).

La pasarela a través de su planta, que se adapta a la forma abstracta de una herradura, es capaz de generar un nuevo espacio arquitectónico diáfano y dinámico mediante el desarrollo de una forma lineal curva en planta y en alzado, sin pilares intermedios, que se adapta a la circulación, que enriquece a la obra, y que vincula unos espacios con otros.

Estructuralmente, el orden y la colocación de los distintos elementos, viga balcón, voladizos y estribos, persigue una lógica basada en el simple esquema estructural de un voladizo espacial empotrado en ambos extremos (estribos). Esta disposición contribuye a la eficiencia global de la pasarela, proporcionando la resistencia y la rigidez necesarias sin comprometer la diafanidad y la limpieza del alzado, que en el caso de haber dispuesto pilares intermedios sí se hubiera comprometido (fig. 5).

Se trata de una pasarela singular, con una luz extraordinaria y una significativa esbeltez. Su elegancia, su gracia y su belleza se alcanzaron sin sacrificar la resistencia estructural mediante la transferencia del peso a sendos estribos, y en donde la zona volada más alejada del estribo, la viga balcón, es más ligera y flexible (sección de acero y hormigón y canto constante) y en donde los voladizos a través de su geometría y material (sección maciza de hormigón y canto variable) van ganando en rigidez y peso a medida que avanzan hacia ambos estribos hasta su empotramiento (fig. 6).

5. Cimentaciones

La pasarela se encuadra en una zona caracterizada desde el punto de vista geológico por la presencia de un karst muy desarrollado, con importantes variaciones en el perfil litológico tanto en planta (horizontal) como en alzado (vertical).

Esencialmente el sustrato rocoso sobre el que se cimenta la pasarela está constituido por una capa superficial de rellenos antrópicos a base de tierra vegetal con gravas y gravillas de naturaleza carbonatada dispuesta sobre una matriz areno-arcillosa y

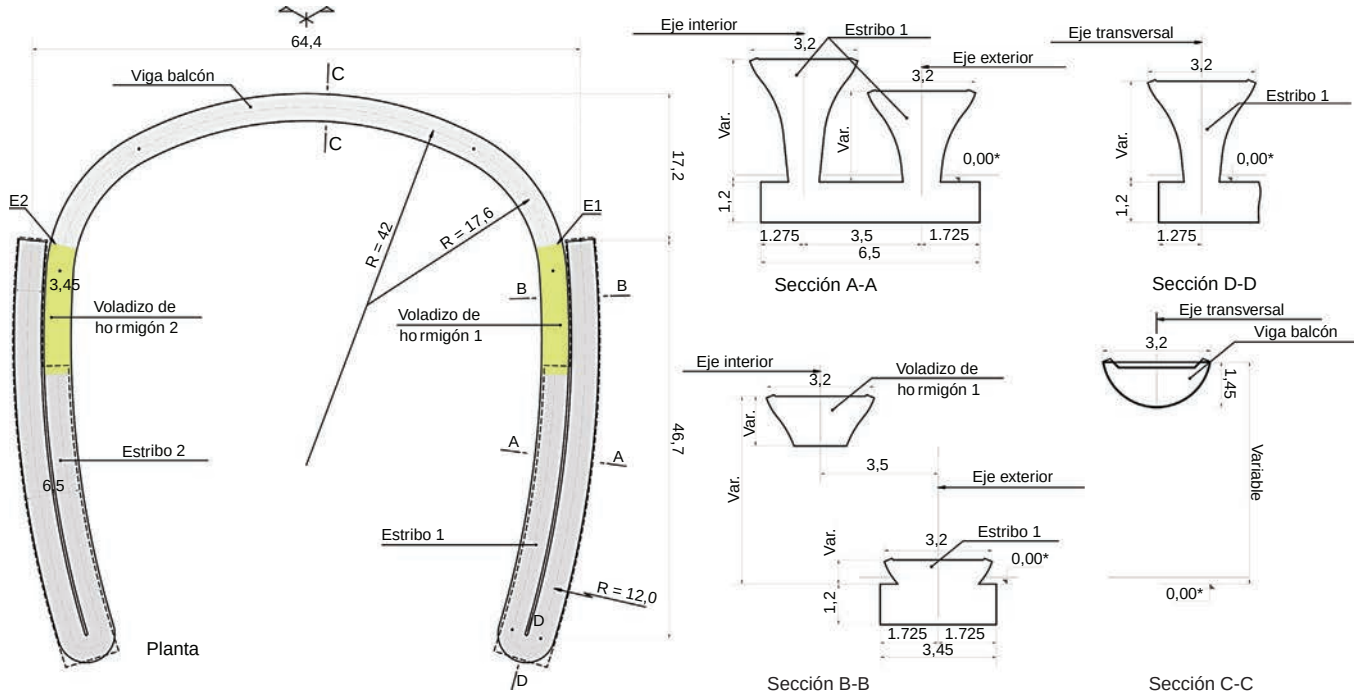


Figura 6. Definición geométrica de pasarela [1].

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

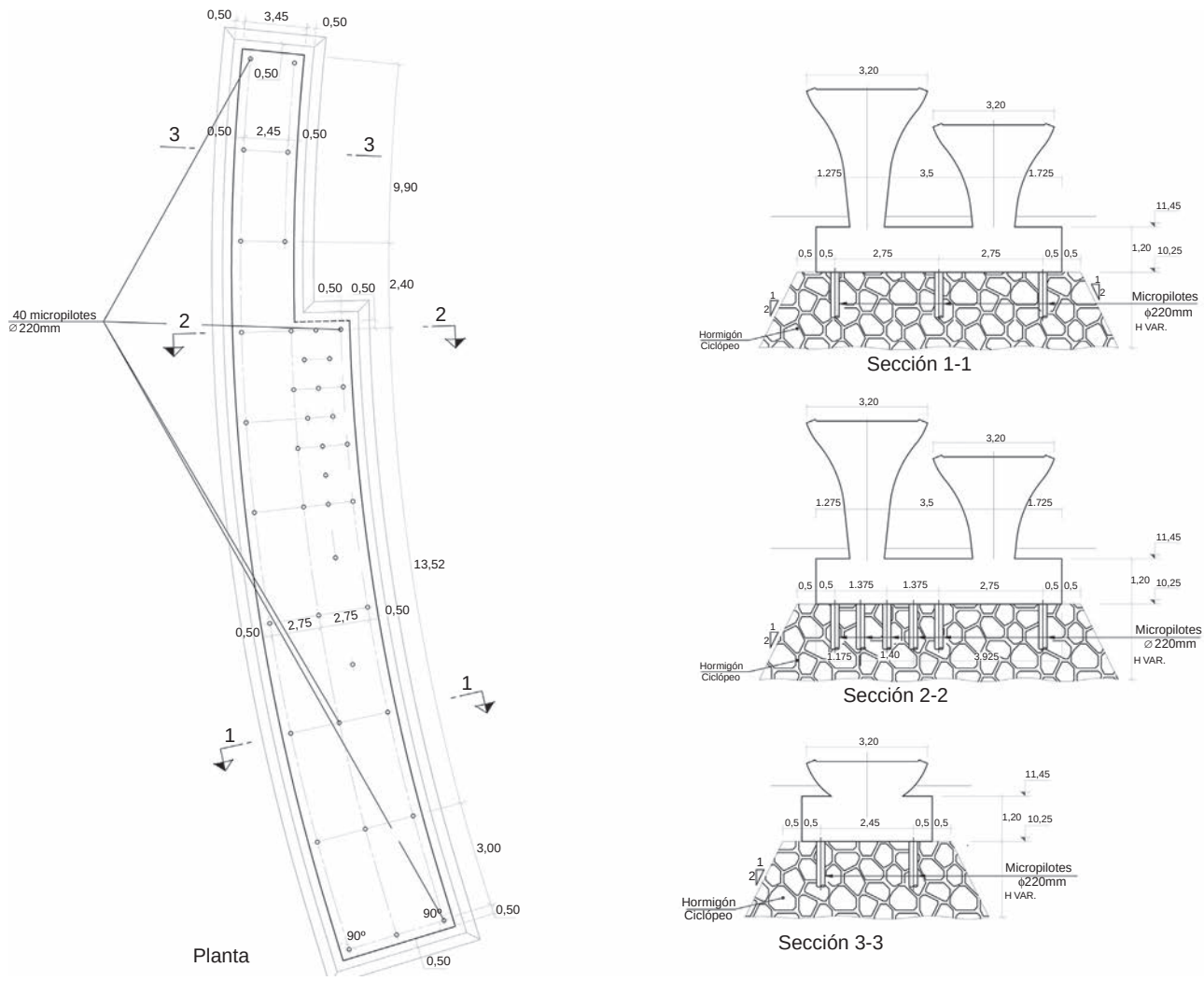


Figura 7. Saneo y micropilotes en el estribo 1.

por arcillas de descalcificación y calizas y dolomías karstificadas del Aptiense.

Dada la heterogeneidad del terreno, y con objeto de identificar posibles cavidades kársticas bajo cada una de las cimentaciones, se decidió completar durante la obra la información geotécnica de que se disponía durante la fase de proyecto, al resultar esta insuficiente dadas las dimensiones de ambas cimentaciones, mediante la realización de una segunda campaña de prospecciones más detallada.

Para ello se llevaron a cabo en cada cimentación 3 penetrómetros dinámicos y 7 perforaciones a destroza. Una vez analizada dicha información, y a la vista de los resultados obtenidos, se observó un mejor terreno de cimentación bajo el estribo 2, por lo que se decidió cimentar superficialmente dicho estribo y de forma profunda el encepado correspondiente al estribo 1.

En base a localizar posibles cavidades, así como determinar el número y la longitud de los micropilotes en el estribo 1, se decidió realizar una tomografía eléctrica.

La zapata del estribo 2 y el encepado del estribo 1 tienen un canto de 1,2 m y su perímetro queda definido mediante un contorno que se encuentra a una distancia de 1,725 y de 1,275 m del eje de la sección transversal en la zona baja y alta del estribo, respectivamente. Su anchura en la zona del estribo en donde existen 2 ejes es de 6,5 m, y en la zona del muro en donde solo existe un eje es de 3,45 m.

El encepado del estribo 1 se cimenta sobre 40 micropilotes de 0,22 m de diámetro y 15 m de longitud. La capacidad admisible de cada micropilote es de 100 Mp [4].

En ambas cimentaciones, previa a la ejecución de la zapata o encepado se decidió sanear el terreno de cimentación. En el estribo 2, con el fin de regularizar las tensiones bajo la zapata, se realizó un saneo de 2 a 3 m de profundidad bajo toda su superficie hasta encontrar roca sana, a partir de 0,5 m más allá del contorno de la zapata y con una pendiente 1H/2V. Tras la excavación y retirada de las arcillas de descalcificación bajo la misma, se descabezaron las agujas de caliza y se procedió a su relleno mediante hormigón ciclópeo.

En el estribo 1 se realizó el mismo saneo bajo su cimentación, si bien posteriormente, previo a la construcción del encepado, se procedió a la ejecución de los micropilotes, garantizando que estos penetraran al menos 6 m en las calizas y dolomías karstificadas del Aptiense. En el caso de encontrar niveles de cuevas

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

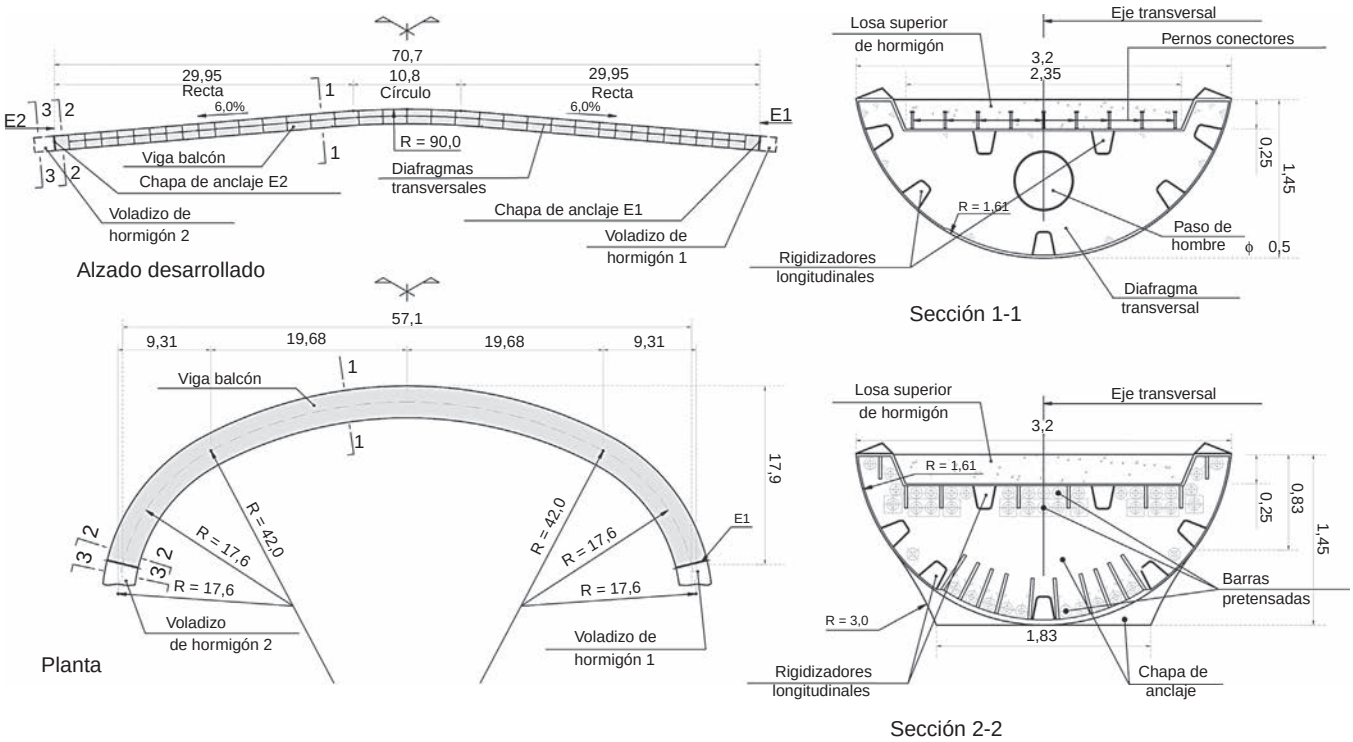


Figura 8. Alzado, planta y secciones de viga balcón [1].

o de roca de espesor menor a 0,5 m entre cuevas, la longitud de estos niveles no se consideró como contribuyente a la resistencia del micropilote, siendo en este caso la longitud del micropilote de 8 m más la longitud correspondiente a los niveles que no contribuyeron a su resistencia (fig. 7).

6. Viga balcón

El tablero en la viga balcón está resuelto mediante una sección transversal semicircular mixta de color blanco, de 3,2 m de anchura, radio interior de 1,61 m, 1,45 m de canto y 70,7 m de longitud; la sección está compuesta por chapas continuas en sentido longitudinal a todo lo largo de su contorno, sobre las que se dispone en su ala superior una losa de hormigón armado de 0,2 m de espesor y 2,55 m de anchura.

Para asegurar la rigidez a lo largo de la longitud de la viga balcón se dispusieron rigidizadores longitudinales y transversales [5,6].

Los rigidizadores transversales están resueltos mediante marcos de acero que se distribuyen a todo lo largo de la viga balcón a intervalos variables entre 1,5 y 2,4 m. Estas placas de acero tienen la misma sección semicircular que la correspondiente a la sección interior del tablero de la viga balcón.

Dichos marcos, de espesor variable entre 0,015 y 0,02 m, disponen de pasos de hombre circulares de 0,5 m de diámetro que permiten su acceso a todo lo largo de la viga.

Los rigidizadores longitudinales consisten en 7 perfiles cerrados de acero en forma de U de 0,008 m de espesor, 5 a lo largo del interior de la circunferencia y 2 inmediatamente por debajo del panel superior de acero sobre el que se dispone la losa de hormigón. Dicha losa está conectada al panel superior por medio de pernos conectadores soldados al mismo y embebidos en el interior de la losa.

Los conectadores están colocados a todo lo largo de la viga balcón cada 0,25 m o cada 0,175 m en sentido longitudinal en función de que en su sección transversal existan 7 o 9 pernos, respectivamente. En la zona en donde se disponen 9 pernos, estos se colocan a 0,28 m en sentido transversal, y en la zona en donde se disponen 7 pernos, estos se colocan a 0,36 m en sentido transversal (fig. 8).

7. Voladizos

Los voladizos son elementos macizos de hormigón armado de color blanco de 15 m de longitud y canto variable, siendo mínimo en su empotramiento con la viga balcón, de valor 1,45 m, y por tanto coincidente con el canto constante de la viga, y máximo en su empotramiento en estribo, de valor 5,32 m. La variación del canto es parabólica según una parábola de tercer grado (fig. 9).

La sección transversal del voladizo en su empotramiento con la viga balcón es idéntica a la definida en dicha viga hasta que alcanza un canto de 0,83 m medido desde la cara superior de la losa, es decir, está resuelta mediante un arco exterior de radio 1,61 m.

Desde los 0,83 m hasta una altura de 1,45 m (canto mínimo de voladizo), un arco tangente de radio 3 m completa la sección, alcanzando una anchura en la tabla inferior de 1,83 m. A medida que el canto se incrementa en ambos voladizos, su sección transversal sigue este último arco hasta alcanzar una anchura en la tabla inferior de 1,38 m cuando el canto es de 2,32 m. A esta altura, 2 líneas tangentes con pendientes 1H/9,5V completan

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

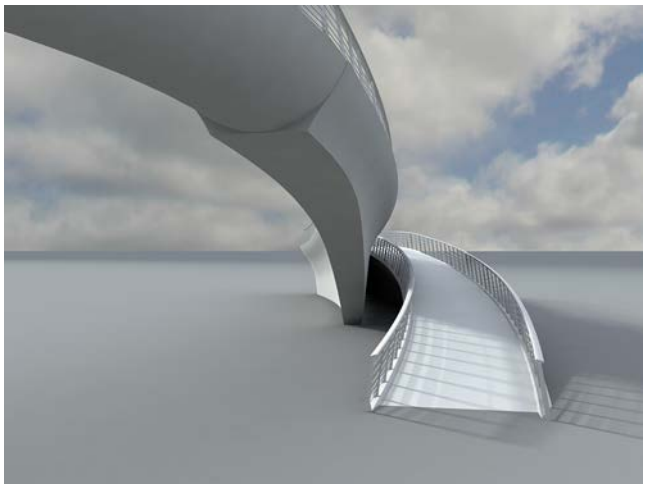


Figura 9. Alzado frontal de estribo [1,2].

la sección transversal hasta un canto máximo de 5,32 m, que se corresponde con una anchura mínima en la tabla inferior de 0,75 m (fig. 10) [7].

La transición entre la viga balcón y el voladizo de hormigón se realiza mediante una chapa de acero maciza de 0,1 m de espesor a modo de diafragma, que tiene la misma forma que la sección maciza de hormigón de 1,45 m de canto descrita anteriormente

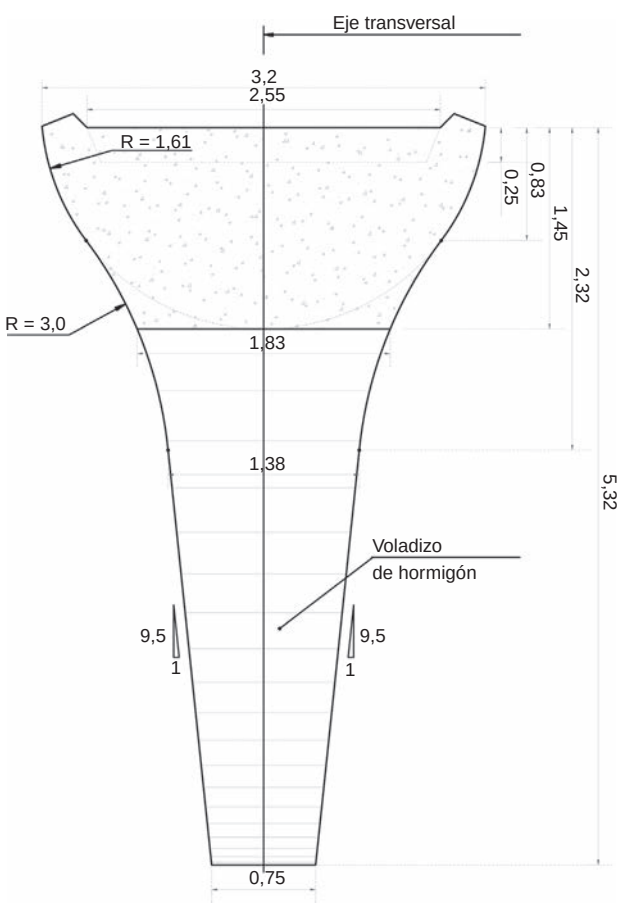


Figura 10. Variación de sección transversal en el voladizo [1].

y en la que, por tanto, la sección transversal de la viga balcón queda inscrita.

La viga balcón se empotra en sendos voladizos mediante pernos conectadores colocados uniformemente a lo largo de la superficie de la chapa de anclaje y embebidos en los mismos, a través de barras pretensadas distribuidas a lo largo del perímetro de la sección transversal del diafragma y dispuestas en el interior de los voladizos, y mediante las barras de armadura de espera de acero pasivo del voladizo dispuestas a todo lo ancho en la cara superior e inferior de la losa superior de hormigón armado dispuesta en la sección transversal de la viga balcón.

8. Estribos

Los estribos de hormigón blanco son los encargados de establecer la transición entre los voladizos de hormigón armado y el terreno a través de rampas inclinadas con una pendiente longitudinal máxima del 6%.

Son grandes piezas de hormigón armado que mediante su geometría y material son capaces de concentrar la masa y la rigidez suficientes para anclar la estructura al terreno y estabilizar la viga balcón y los voladizos de hormigón.

Desde su empotramiento con el voladizo la sección transversal, de canto máximo 5,32 m y anchura mínima en la base de 0,75 m, va disminuyendo su canto a medida que la rampa va llegando a su encuentro con el terreno siguiendo la geometría de sección transversal definida para el voladizo.

Todas las secciones transversales del estribo se encuentran empotradas mediante armadura de espera en la zapata en el estribo 2 y en el encepado en el estribo 1. El eje de simetría de cada sección transversal se encuentra situado con respecto al contorno de la cimentación, en la zona de mayor y de menor altura, a una distancia de 1,275 y de 1,725 m, respectivamente (fig. 11).

La anchura de la cimentación en la zona del estribo, en donde existen 2 secciones transversales, y en donde los ejes de simetría están separados una distancia de 3,5 m, es de 6,5 y de 3,45 m en la zona del muro, en donde solo existe una sección transversal y, por tanto, un solo eje de simetría [8].

Los accesos están resueltos en planta mediante arcos circulares cuyo radio varía desde los 17,6 m en su empotramiento con la viga balcón a los 120 m en su inicio en su encuentro con el terreno.

9. Análisis estructural

Para el cálculo estático de la pasarela se ha empleado un modelo de barras 3D que resuelve la estructura mediante el método de elementos finitos. Se han dispuesto coacciones horizontales y verticales de tipo muelle en ambos estribos que simulan el terreno en los estribos 1 y 2 y los micropilotes en el estribo 1, obtenidas a partir de la geometría de los mismos. Se han realizado diferentes modelos considerando distintas limitaciones de la resistencia a tracción y compresión en los muelles de los apoyos [9].

Se han analizado 3 fases de ejecución. En la fase 0 (construcción, modelo 0) la sección resistente es solo la sección metálica

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

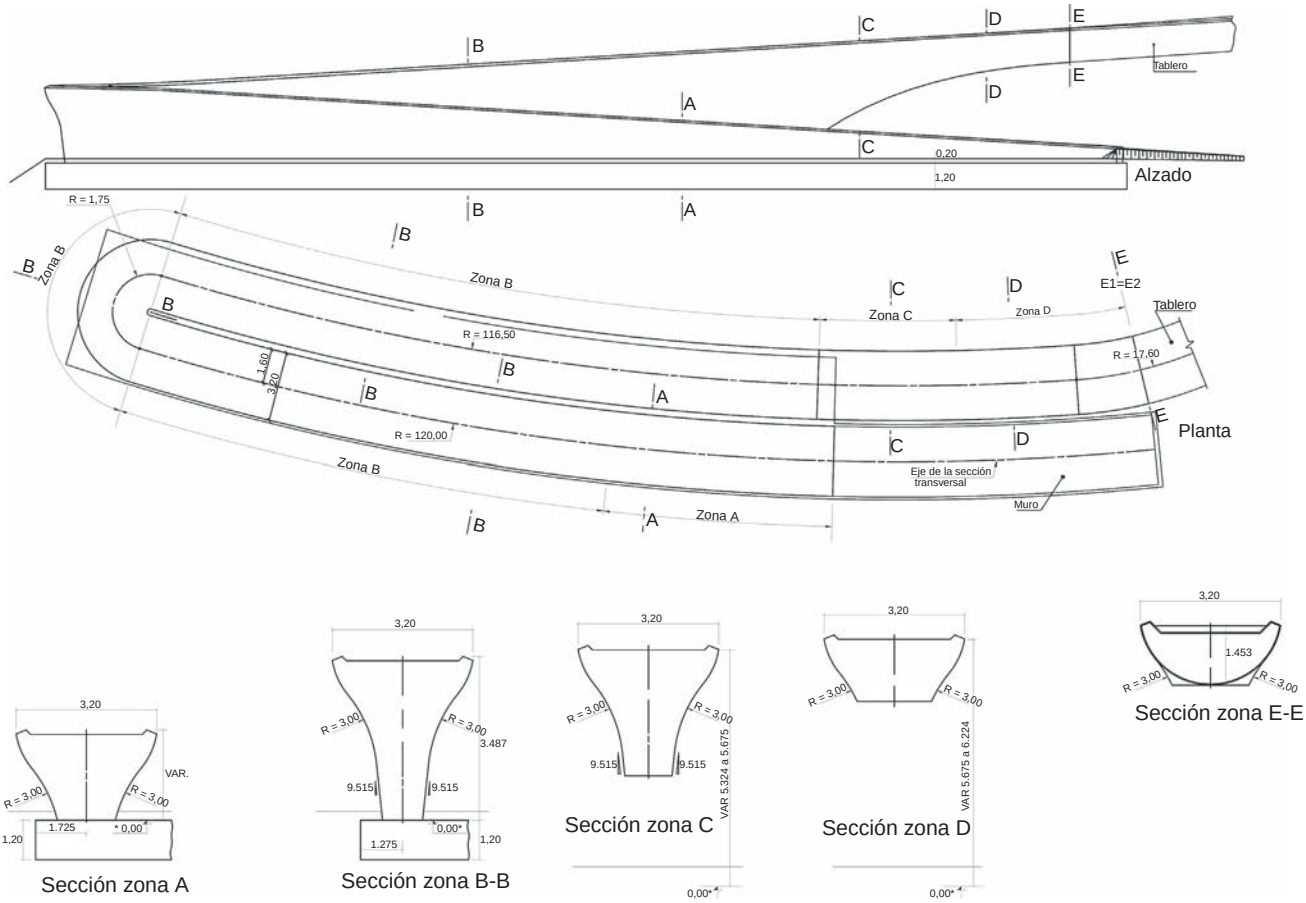


Figura 11. Definición geométrica de estribo.

y las cargas actuantes son el peso propio de la sección metálica y el de losa superior de hormigón. Con los esfuerzos resultantes en el modelo 0 se obtuvieron las tensiones en los puntos más representativos del tablero (estado tensional total de la fase 0). En la fase 1 (estado permanente, modelo 1, tiempo infinito) la sección resistente es la sección cajón metálico y la losa superior de hormigón homogeneizando su anchura considerando los distintos módulos de elasticidad del hormigón (tiempo infinito teniendo en cuenta la fluencia) y del acero. La carga actuante es la carga permanente (barandillas y baldosas). Con los esfuerzos

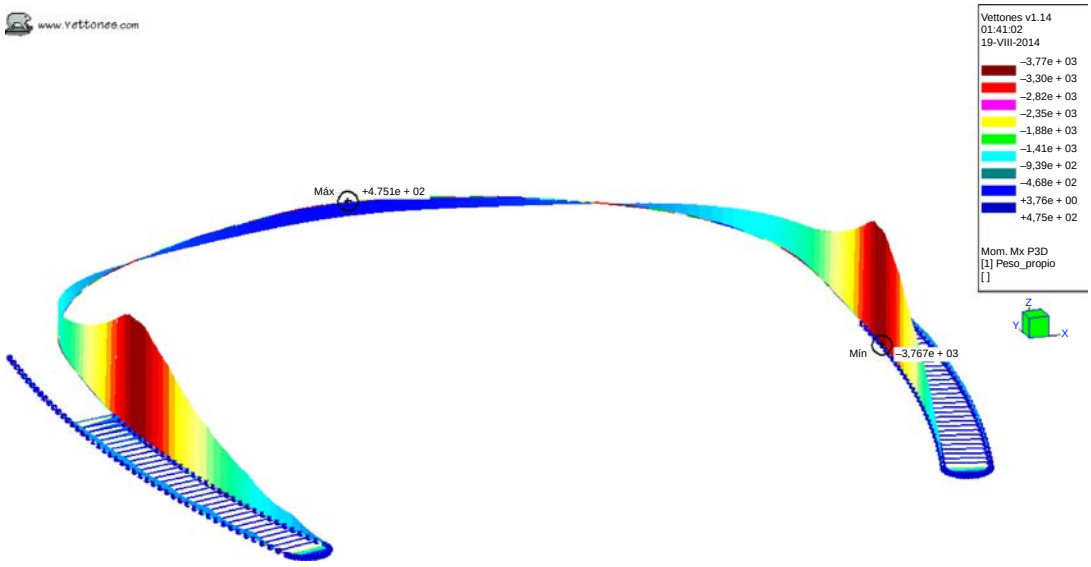


Figura 12. Modelo de barras 3D de pasarela. Momentos flectores longitudinales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Tabla 1
Coeficientes de Fourier. Carga senoidal

Actividad	A_1	φ_1(rad)	A_2	φ_2(rad)	A_3	φ_2(rad)
Andar	0,4	0	0,1	1,57	0,1	1,57
Correr	1,6	0	0,7	0	0,2	0
Saltar	1,7	0	1,1	1,73	0,5	1,73

Tabla 2
Frecuencias según velocidad

Actividad	Rango total	Lento	Normal	Rápido
Andar	1,4-2,4	1,4-1,7	1,7-2,2	2,2-2,4
Correr	1,9-3,3	1,9-2,2	2,2-2,7	2,7-3,3
Saltar	1,3-3,4	1,3-1,9	1,9-3,0	3,0-3,4

resultantes en el modelo 1 se obtuvieron las tensiones en los puntos más representativos del tablero. A dichas tensiones se le sumaron las calculadas con los esfuerzos provenientes del modelo 0, obteniendo así el estado tensional total de la fase 1. En la fase 2 (combinación característica, modelo 2, tiempo inicial) la sección resistente es el cajón metálico y la losa superior de hormigón homogeneizando su anchura teniendo en cuenta los distintos módulos de elasticidad del hormigón (tiempo inicial) y del acero. Las cargas actuantes se corresponden con las acciones instantáneas (sobrecarga de uso, temperatura, viento, descenso de apoyos). Con la envolvente de esfuerzos resultante en el modelo 2 se obtuvieron las tensiones en los puntos más representativos del tablero. A dichas tensiones se le sumaron las calculadas en la fase 1 (suma de los modelos 0 y 1), obteniendo así el estado tensional total de la fase 2 (fig. 12).

También se estudió el Estado Límite de Servicio de Deformaciones para comprobar que la flecha máxima en el centro del vano del tablero era inferior a 1/1.200 de la luz para cumplir con las normativas existentes. Además se comprobaron los diafragmas transversales de rigidización, los rigidizadores longitudinales, la estabilidad en las almas, la conexión acero-hormigón, la flexión local transversal y longitudinal, la chapa de anclaje entre el voladizo de hormigón y el tablero metálico, y los esfuerzos y las tensiones en ELS y en ELU.

Para el cálculo de las cimentaciones y su dimensionamiento a flexión y cortante se realizó un modelo de láminas de 8 nudos con en el programa Vettones.

El método de Newmark se aplicó a dicho modelo de barras 3D para obtener las frecuencias naturales y las aceleraciones horizontales (longitudinales y transversales) y verticales producidas por grupos de peatones que atravesaban de una manera sincronizada la estructura. Este método supone una variación lineal de la aceleración en cada intervalo de tiempo.

En una primera aproximación realizamos un análisis simplificado para el control de las flechas estáticas y periodos propios de vibración de la pasarela y lo contrastamos con las normas y las recomendaciones vigentes (Eurocódigos y RPX-95) [5,7,10,11]. Posteriormente, con el modelo de cálculo se determinó la magnitud de los efectos vibratorios frente al paso de un peatón aislado y frente a grupos de peatones en actividades comunes como andar, correr y saltar, al atravesar la pasarela, valorándose el grado de seguridad, aceptabilidad y tolerancia psicológicas de acuerdo con los límites de aceptación, documentados en la literatura técnica especializada.

Para ello, se tuvo en cuenta que las vibraciones pueden ser verticales y horizontales dependiendo del movimiento de las personas con respecto al eje de la estructura, y que la fuerza vertical se debe descomponer en una parte estática correspondiente al peso del peatón y en una parte dinámica, suma de las funciones armónicas con frecuencias enteras múltiplos de las frecuencias de paso (golpeo) de los peatones.

En el cálculo dinámico de la estructura se ha considerado la acción sincronizada, dado que esta es la pésima en comparación con las cargas aleatorias. Atendiendo a la bibliografía existente, las densidades de peatones máximas en las que se puede considerar dicha sincronización son de 1,5 personas/m^2 andando, de 0,25 personas/m^2 corriendo y de 0,25 personas/m^2 saltando.

En lo que respecta a la frecuencia fundamental natural de la estructura calculada a partir de las masas y de la rigidez de la misma, se evitaron en la dirección vertical el rango de frecuencias comprendido entre 1,6 y 2,4 Hz (coincidente con la frecuencia del paso de peatones andando), y debido al segundo armónico se evitaron, al ser una pasarela mixta, las frecuencias comprendidas entre 3,5 y 4,5 Hz. En la dirección horizontal transversal se evitaron frecuencias propias cercanas a 1 Hz (0,7-1,3), y en la dirección horizontal longitudinal, frecuencias próximas a 1 y a 2 Hz.

El análisis en el dominio del tiempo, que permite estimar la acción de sobrecargas móviles que transitan sobre la pasarela, es el que hemos utilizado al considerarlo más realista. El tipo de carga utilizada es la senoidal (tabla 1), dado que representa mejor la realidad y, por tanto, sus resultados, además de ser superiores a los de la carga puntual, están más cercanos al comportamiento real de la estructura.

Se ha estudiado el efecto del paso de una persona y de una avalancha en filas de personas (sincronizadas) con frecuencias variables según la actividad de las mismas, tal y como se refleja en la siguiente tabla (tabla 2), habiendo considerado de entre estas las más cercanas a las frecuencias propias de vibración de la estructura.

De esta forma, y con objeto de producir la mayor sincronización de las cargas, la separación entre dichas filas de peatones se hizo múltiplo de 2π. La velocidad de las filas de personas depende del tipo de actividad (andar, correr o saltar), y dentro de esta, de la forma en que se realice (lento, normal o rápido), tal y como se indica en la tabla 3 [12].

Un ensayo estático, utilizando recipientes llenos de agua para simular las cargas vivas, y una prueba de carga dinámica con

Tabla 3
Frecuencias según velocidad

Actividad	f_s (Hz)	v_s (m/s)	l_s (m)
Andar lento	1,7	1,1	0,60
Andar normal	2,0	1,5	0,75
Andar rápido	2,3	2,2	1,00
Correr lento	2,5	3,3	1,30
Correr rápido	> 3,2	5,5	1,75

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

sincronización de grupos de personas que utilizan diferentes escenarios —es decir, caminan, saltan y corren a lo largo de la pasarela— fueron llevados a cabo. Se obtuvieron las frecuencias de vibración naturales y el coeficiente de amortiguamiento a partir del ensayo dinámico para garantizar que las frecuencias estaban alejadas de los valores de resonancia y que los coeficientes resultantes estaban dentro de los límites aceptables.

Estas pruebas verificaron el correcto comportamiento de la estructura, lo que confirma que los resultados teóricos obtenidos en los cálculos se encontraban en concordancia con los valores esperados. Las aceleraciones verticales como resultado de la prueba estaban en el rango de 0,452 m/s^2, muy por debajo del límite permitido de 1 m/s^2 (10% de la aceleración de la gravedad), y las aceleraciones horizontales estaban en el rango de 0,126 m/s^2, menores que el límite permitido de 0,2 m/s^2 (2% de la aceleración de la gravedad). Los resultados de la primera frecuencia natural teórica y real fue de 0,95 y 0,98 Hz, respectivamente, significativamente menor que el límite inferior del rango a ser evitado (entre 1,6 y 2,4 Hz), que se correlaciona con la frecuencia normal de estas pasarelas. El coeficiente de amortiguamiento fue de 2,4%.

Estos resultados avalan la adecuada respuesta dinámica de la pasarela en condiciones normales. Uno de los principales objetivos del diseño de la estructura fue combinar los 2 materiales (acero y hormigón) con el fin de crear una viga diáfana y esbelta y a su vez que sea lo suficientemente rígida como para contrarrestar las acciones dinámicas (caminar, correr y saltar) a la que pueda estar expuesta durante su vida útil. Esto se logró mediante la transferencia del peso de la viga balcón a los grandes estribos a través de los voladizos de hormigón armado.

Una vez verificado el adecuado comportamiento dinámico, en lo que respecta a las frecuencias naturales de vibración de la pasarela, y a la limitación de las aceleraciones horizontales (transversal y longitudinal) y verticales, comprobamos que los esfuerzos dinámicos eran siempre inferiores a la envolvente estática de la sobrecarga uniforme de 500 kp/m^2, utilizada en la comprobación de los Estados Límites de Servicio y los Estados Límites Últimos, con los que se dimensionó la pasarela.

10. Proceso constructivo

La construcción de la pasarela, realizada por la empresa constructora Sacyr, se inició con la segunda campaña de prospecciones que tuvo lugar durante el comienzo de la obra del tramo de la Autovía de la Ronda de la Bahía Parbayón-Cacicedo. La Asesoría Técnica y la Asistencia Técnica a lo largo de su construcción fueron realizadas por la empresa de ingeniería Apia XXI.

La ejecución de las cimentaciones tuvo lugar con la autovía ya ejecutada, si bien esta aún no se encontraba abierta al tráfico, factor que facilitó significativamente su construcción.

La tipología de viga utilizada para salvar la autovía mediante un vano extraordinario, sin pilares intermedios, supuso un reto durante el proceso constructivo de la estructura, hecho que estuvo presente desde el momento de su concepción. De esta manera, la parte más delicada de la ejecución de la pasarela fue la colocación del tramo metálico central correspondiente a la viga balcón. Para ello, con el fin de facilitar la construcción y de minimizar los medios de ejecución y montaje, se decidió dividir la viga balcón en 4 piezas, así como utilizar 3 torres metálicas provisionales: 2 laterales y una central.

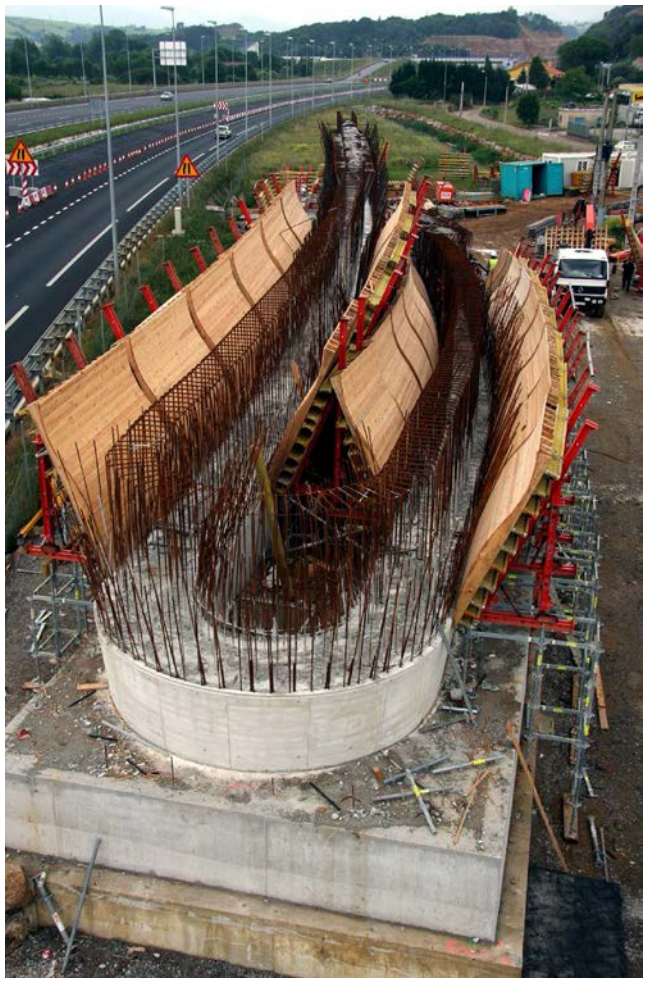


Figura 13. Vista de ejecución de fase 1 y de armadura de espera y encofrados en estribo 1.

Una vez realizados los estudios geotécnicos y decidida la cimentación en ambos estribos, se procedió a la ejecución de la excavación. Para ello, en ambas cimentaciones previa a la ejecución de la zapata (estribo 2) o encepado (estribo 1) se decidió sanear el terreno de cimentación en una profundidad de 2 a 3 m bajo toda su superficie hasta encontrar roca sana, a partir de 0,5 m más allá del contorno de la cimentación y con una pendiente 1H/2V. Tras la excavación y la retirada de las arcillas de descalcificación bajo la misma, se descabezaron las agujas de caliza y se procedió a su relleno mediante hormigón ciclópeo.

En el estribo 1, al tratarse de una cimentación profunda, previo a la construcción del encepado se procedió a la ejecución de los micropilotes de manera que estos penetraran una longitud mínima en las calizas y dolomías karstificadas del Aptiense.

Una vez finalizado el saneo y ejecutados los 40 micropilotes del estribo 1, se procedió a la construcción de la zapata del estribo 2 y del encepado del estribo 1.

Dado el entorno urbano en el que nos encontramos, en la ejecución de los alzados de ambos estribos de hormigón blanco

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 14. Vista de armadura de espera, encofrado y cimbra en estribo 1.

se utilizaron encofrados de madera machihembrada con el fin de que el acabado exterior del hormigón tuviera una textura de madera una vez que estos se retiraran (fig. 13).

Para facilitar la ejecución, los alzados de cada estribo, en lo relativo a la colocación de armadura y hormigonado, se realizaron en 2 fases.

Para la ejecución de los voladizos se utilizó cimbra cuajada apoyada sobre el terreno previamente mejorado (fig. 14).

Primeramente se procedió a la ejecución de la fase 1 en el estribo 1, posteriormente dichos encofrados se trasladaron al estribo 2 para ejecutar la fase 1 en dicho estribo. Paralelamente, una vez colocados los encofrados de la fase 2 y ejecutada esta en el estribo 1, dichos encofrados fueron trasladados al estribo 2 para ejecutar la fase 2 (fig. 15). La armadura pasiva de espera y las barras de acero pretensado y las placas de anclaje a colocar en los extremos de ambos voladizos quedaron colocadas durante la ejecución de la fase 2.

Una vez construida en taller la viga balcón metálica, fue trasladada a obra dividida en piezas, de manera que estas fueran manejables y transportables por carretera. En primer lugar, se trasladaron las dovelas de arranque de ambos voladizos de 1,5 m de longitud, las cuales, mediante grúa, fueron izadas hasta su posición definitiva y soldadas a las chapas de anclaje metálicas existentes en los extremos de cada voladizo. Más tarde, se realizó el tesado de las barras pretensadas dispuestas a lo largo del perímetro de ambos diafragmas de estribo.

Posteriormente, el resto de piezas metálicas acopiadas en obra, en una zona cercana a los estribos, fueron agrupadas y soldadas en 2 tramos (fig. 16).

Mediante el uso de una grúa, el tercer tramo, de mayor longitud, fue colocado sobre un *dolly* y trasladado al estribo 2.

Figura 15. Vista de estribo 1 ejecutado.

Figura 16. Colocación de un tramo metálico de viga balcón sobre *dolly*.

Figura 17. Colocación del tercer tramo metálico en estribo 2 [1].

Figura 18. Colocación del cuarto tramo metálico mediante grúa en estribo 1 [1].

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 19. Vista frontal de viga balcón apoyada sobre torres provisionales.

Figura 20. Vista lateral de pasarela.

El tercer tramo metálico fue colocado mediante grúas en su posición definitiva (fig. 17).

Dicho tramo quedó soldado a la dovela de arranque del estribo 2 y apoyado sobre 2 torres provisionales: una lateral y otra central.

Posteriormente, el cuarto y definitivo tramo metálico fue colocado sobre un *dolly* y trasladado al estribo 1.

Dicho tramo fue izado mediante una grúa hasta su posición definitiva (fig. 18).

Figura 21. Vista dorsal de pasarela tras hormigonado de losa superior.

Figura 22. Vista frontal de pasarela desde estribo 2.

Una vez izado el cuarto y definitivo tramo, quedó soldado a la dovela de arranque del estribo 1, apoyado sobre una torre provisional lateral y soldado al extremo del tercer tramo metálico, ya colocado anteriormente (fig. 19).

Más tarde se procedió a la retirada de las torres provisionales y de las grúas (fig. 20).

Una vez entrada en carga la viga balcón, se procedió al hormigonado de la losa superior (fig. 21).

Figura 23. Vista lateral de pasarela desde estribo 1 [1].

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Ya endurecido el hormigón, se aplicó la capa de pintura blanca definitiva con el objeto de uniformizar el aspecto exterior de la viga metálica, y se procedió a la colocación de la barandilla, a la aplicación de la impermeabilización sobre el hormigón de la losa superior, a la colocación del hormigón impreso y a la realización de los acabados y el relleno de los caminos de acceso.

Finalmente, se procedió a la adecuación de los caminos de acceso y a la colocación de los bordillos y la iluminación de la pasarela (fig. 22).

11. Conclusiones

El proyecto se genera a partir de la existencia de la barrera física de la autovía y de la ausencia de un paisaje de referencia en el lugar. Al encontrarnos en un entorno prácticamente urbano, se ha cuidado su diseño.

Arquitectónicamente, la pasarela a través de su tipología estructural de viga se relaciona de manera simple y directa con el entorno, y mediante su planta, que se adapta a la forma abstracta de una herradura, es capaz de generar un nuevo espacio arquitectónico diáfano, abierto y dinámico.

Mediante el predominio de la horizontalidad frente a la verticalidad y a través del desarrollo de una forma lineal curva en planta y en alzado, sin pilares intermedios, funde estéticamente lo funcional y lo resistente en una forma de mínima presencia a través de una fina línea horizontal que difumina el alzado, que se adapta a la circulación, y que vincula unos espacios con otros.

Estructuralmente, la yuxtaposición de diferentes elementos —viga balcón, voladizos y estribos— en una lógica estructural que permite la compresión intuitiva de la estructura, que le confiere su carácter, a través de su forma activa, mediante su geometría, y los materiales utilizados, acero y hormigón, contribuye a la eficiencia global de la pasarela, proporcionando la estabilidad, la resistencia y la rigidez necesaria sin comprometer la diafanidad y limpieza del alzado (fig. 23).

12. Ficha técnica

Propiedad	Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria
Ingeniero de Caminos Director de Obra	Fernando Saldaña Martín
Empresa Constructora	SACYR, S.A.
Empresa Consultora y Asesoría Técnica	APIA XXI, S.A.
Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto	Roberto Revilla Angulo Patricia Olazábal Herrero Marcos J. Pantaleón Prieto

Bibliografía

[1] M. Pantaleón, R. Revilla, P. Olazábal, Santander Bay's Footbridge, SEI IABSE 24 (2014) 96–100.
[2] M. Aguiló, La ligereza de las pasarelas españolas, Editorial ACS (2009) 309.
[3] M. Aguiló, Qué significa construir. Claves conceptuales de la Ingeniería Civil, Adaba Editores (2013) 208.
[4] Dirección General de Carreteras, Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, Ministerio de Fomento, Madrid, 2003.
[5] EN 1993: 2006; Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero, Comité Europeo de Normalización (CEN) (2006).
[6] L. Viñuela, J. Martinez Salcedo, Proyecto y construcción de puentes metálicos y mixtos, APTA, Madrid, 2009.
[7] EN 1992. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Comité Europeo de Normalización (CEN).
[8] F. Leonhardt, Estructuras de Hormigón Armado. Tomos I, II, III, IV,V y VI, Librería El Ateneo Editorial (1980).
[9] J. Manterola, Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción, Colegio de Ingenieros de Caminos, Madrid, 2006.
[10] EHE-2008, Instrucción Española de Hormigón Estructural, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
[11] RPX-95; Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras, Ministerio de Fomento, Madrid, 2003.
[12] H. Bachmann, Lively footbridges — a real challenge. Proceedings of the International Conference on the Design and Dynamic Behavior of footbridges, November 20-22, 2002, Paris, France, pp. 18-30.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(275):55–67
www.e-ache.com

Original

El Centro de Diseño de Barcelona

The Barcelona Design Centre

Ricardo Llago Acero * y Patricia García Rodríguez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ACCIONA Infraestructuras, S.A., Madrid, España

Recibido el 13 de noviembre de 2014; aceptado el 12 de marzo de 2015
Disponible en Internet el 1 de agosto de 2015

Resumen

El elemento más característico del nuevo Centro de Diseño de Barcelona es el voladizo de 35 m de luz, 20 m de altura y 20 m de anchura que se extiende sobre la plaza de Las Glorias Catalanas. El proceso constructivo empleado en su ejecución (avance en voladizo sobre un área urbana congestionada), así como las características de su estructura metálica atornillada y la forma en que esta se encuentra anclada a los muros del núcleo de hormigón, empleando para ello sistemas de postensado y pernos conectores, transforman este edificio en una estructura singular en el ámbito de la edificación. Igualmente presentan interés los ensayos específicos realizados para evaluar la idoneidad de las uniones atornilladas, fundamentalmente los desarrollados para la caracterización del coeficiente de rozamiento empleado en el diseño, así como los requisitos establecidos para el postensado y la conexión utilizados en la unión con el núcleo del bloque 2.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Centro de exposiciones; Construcción en voladizo; Uniones atornilladas; Pernos conectadores; Ensayo de rozamiento

Abstract

The most characteristic element of the new Barcelona Design Centre is the 35 m span, 20 m high and 20 m wide cantilever projecting over Las Glorias Catalanas square. The construction method used in its execution (cantilevered erection in a congested urban area), so as the characteristics of the bolted steel structure and the way it is anchored to the concrete core walls, employing post-tensioning systems and stud shear connectors, transform this building into a singular structure in the field of construction. At the same time, the specific tests carried out to assess the suitability of the bolted connections, mainly those developed for the characterization of the friction coefficient used in design are of interest, so as the criteria adopted for the design of post-tensioning and shear connection systems used for anchoring the structure to the concrete core of Block 2.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Exhibition centre; Cantilevered construction; Bolted connection; Shear connection; Friction test

1. Introducción

El nuevo Centro de Diseño de Barcelona, construido por la Unión Temporal de Empresas formada por ACCIONA Infraestructuras, S.A., y COPCISA, se sitúa en un área de 27.275 m^2 cercana a la esquina sudeste de la plaza de Las Glorias Catalanas, entre la conocida Torre Agbar y el nuevo Mercado de los Encants [1,2]. Esta plaza fue inicialmente concebida por Ildefonso Cerdá, dentro de su Plan de Urbanismo y Modernización de Barcelona, como uno de los grandes centros de la ciudad, confluyendo allí 3 de los ejes urbanos más importantes de Barcelona: la Avenida Diagonal, la Gran Vía de las Cortes Catalanas y la Avenida Meridiana [3]. A lo largo del tiempo la plaza de Las Glorias Catalanas ha sufrido diversas transformaciones hasta llegar a su ordenación actual, la cual corresponde a la reforma llevada a cabo entre los años 1990 y 1992 con motivo de los Juegos Olímpicos celebrados en la ciudad. El proyecto olímpico de 1992 preveía la transformación de la plaza en una de las puertas de entrada a Barcelona, para lo cual se efectuó una profunda reordenación del entorno. Esta transformación representó

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: ricardo.llago.acero@acciona.es (R. Llago Acero).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.03.002
0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

una importante mejora de la red viaria existente como resultado de la construcción de un viaducto elevado empleado como anillo distribuidor del tráfico rodado, proporcionando al entorno su característico aspecto de «tambor» y creando en su interior el espacio que permite albergar el conjunto que da nombre a la plaza. En la actualidad se encuentra sometida a un importante proceso de renovación encuadrado dentro del Plan General Metropolitano de Las Glorias, aprobado por el Ayuntamiento de Barcelona en el año 2007. A través de este plan se pretende la transformación de esta plaza en uno de los principales núcleos de la ciudad mediante la eliminación completa del anillo viario elevado, el soterramiento de la Gran Vía de las Cortes Catalanas y la transformación de la plaza en un gran parque a nivel, sin tráfico, con una gran profusión de zonas verdes.

Dentro de este entorno, el nuevo Centro de Diseño de Barcelona recupera un espacio de más de 27.000 m^2 transitables en la nueva ordenación de la plaza de Las Glorias Catalanas, convirtiéndose en un elemento clave para la renovación del espacio urbano, a la vez que se plantea como una construcción sostenible, buscando así lograr un alto grado de eficiencia energética y calidad medioambiental. De acuerdo con este planteamiento, el volumen del edificio se estructura en 2 niveles diferentes con respecto a la plaza de Las Glorias Catalanas, con un impacto mínimo sobre el espacio público disponible: un área subterránea, complementada por un lago y una pasarela que da continuidad al eje de la calle Ávila, y otra en superficie, sobre la rasante de la plaza, mostrando esta última los aspectos más singulares de la construcción, entre ellos el importante voladizo sobre el «tambor» de la plaza de Las Glorias Catalanas que aloja el salón de actos del complejo.

Diseñado por el prestigioso equipo de arquitectura MBM Arquitectos (Martorell, Bohigas, Mackay, Capdevila y Gual) como un moderno complejo de exposiciones, el Centro de Diseño de Barcelona reunirá las principales colecciones artísticas de Barcelona relacionadas con el diseño, como son el Museo de las Artes Decorativas, el Museo de la Cerámica, el Museo Textil y de la Indumentaria y el Gabinete de las Artes Gráficas. Todo ello convierte al nuevo Centro de Diseño de Barcelona en uno de los mayores museos del mundo dedicados al diseño, y en uno de los pocos con un objetivo específico, como es el ser un espacio para el diseño a la vez que un lugar de encuentro para la investigación en todos aquellos aspectos relacionados con los beneficios tanto culturales como económicos que proporciona este sector.

2. Descripción del edificio e integración en el entorno de la plaza

Concebido como un equipamiento urbano de última generación tanto por sus prestaciones como por el carácter sostenible de la construcción, el nuevo Centro de Diseño de Barcelona (fig. 1) se encuentra formado por 2 partes claramente diferenciadas: una primera, semienterrada, aprovechando el desnivel existente entre la plaza de Las Glorias Catalanas y la calle Ávila, y otra que surge sobre la propia plaza, situada sobre la cota +14,50, formada por un bloque paralelepipédico cortado en ambos extremos por planos inclinados, alineado con el eje de la calle Ávila y con su mismo ancho, prolongando así la presencia de la misma sobre la plaza. La cubierta de la zona semienterrada del complejo se convierte de esta forma en parte de la plaza, debidamente ajardinada y tratada como un espacio público, ampliando su superficie y relacionando el propio edificio con el tratamiento urbanístico futuro de la plaza de Las Glorias Catalanas.

De acuerdo con la planificación urbanística prevista en el Plan General Metropolitano de Las Glorias, el complejo correspondiente al nuevo Centro de Diseño ocupa un volumen mínimo sobre el nivel de la plaza, incrementando así el espacio disponible para uso público y evitando el cierre de las vistas del futuro gran parque central. Sobre su rasante, el paralelepípedo se prolonga en voladizo hacia el centro de la plaza y hacia la calle Ávila, consiguiendo así el volumen de edificabilidad previsto y creando el aspecto característico del conjunto, todo ello cubierto por vidrio y placas de zinc.

Todas las actividades de uso del edificio con una mayor presencia del público, tales como la sala principal de exposiciones, la biblioteca, las áreas de investigación y enseñanza, la tienda, el restaurante y la cafetería, se sitúan en la zona semienterrada del complejo, bajo la rasante de la plaza de Las Glorias Catalanas, repartidas en 2 plantas y una entreplanta. A pesar de tratarse de una zona semienterrada (fig. 2), la iluminación natural y la relación con el exterior se consiguen a través del foso creado por la diferencia de niveles existente entre la plaza de Las Glorias Catalanas y la calle Ávila, a la vez que se incrementa por la presencia de la lámina reflectante de agua que proporciona el lago. Esta iluminación natural queda reforzada, además, por la incorporación de 6 lucernarios situados sobre la cubierta, en la zona de espacio público, que a su vez pueden emplearse como escaparates del contenido y de las actividades del propio centro. La planta inferior, situada al nivel de la cimentación, a la cota −1,50, se emplea como planta técnica, destinada a alojar la maquinaria de las instalaciones del edificio.

El acceso al nuevo Centro de Diseño se produce a través de un vestíbulo único, dotado a su vez de 2 entradas. Una, desde la calle Ávila, a la cota +7,00, y otra, desde el nivel de la plaza, a la cota +14,50, creando así un espacio semipúblico que relaciona la propia plaza de Las Glorias Catalanas con la zona de Poblenou, a través de la calle Ávila. Desde este espacio es posible el acceso a todos los servicios situados en la zona semienterrada del edificio, a través de un sistema de escaleras mecánicas, ascensores y escaleras, así como a las plantas superiores situadas en el bloque paralelepipédico central, con dimensiones y características diversas y formando una unidad continua hasta la llegada al salón de actos situado en el voladizo, sobre la plaza. El complejo posee igualmente 2 entradas de servicios y mercancías. La primera de ellas se sitúa en la calle Badajoz, estando destinada a la carga y descarga del material para las exposiciones y encontrándose prevista una zona apta para el aparcamiento de camiones con un muelle de carga. El segundo acceso se encuentra situado en la propia plaza, entre el propio edificio y la calle Álava. Este acceso se destina al personal de la cafetería y del restaurante, así como a la biblioteca pública, sirviendo, igualmente, de acceso a las mercancías propias de estas instalaciones. El edificio dispone, repartidas en su perímetro, de las oportunas

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 1. Vista general de la plaza de Las Glorias Catalanas y del Centro de Diseño.

salidas de emergencia precisas para una correcta evacuación del complejo.

El nuevo Centro de Diseño de Barcelona contempla un alto grado de calidad ambiental, sostenibilidad y eficiencia energética, basados en el cumplimiento de los criterios del Distintivo de Garantía de Calidad Ambiental de la Generalitat de Cataluña y la Etiqueta Ecológica de la Unión Europea, lo que le ha permitido la obtención de un certificado de calificación energética con una clasificación A emitido por el Institut Català d'Energia (ICAEN). Así, entre otros aspectos merecen destacarse la conexión a la red urbana de frío y calor, con una importante reducción de emisiones, la presencia de una instalación fotovoltaica en la cubierta del edificio (capaz de suministrar el 85% de la energía precisa para la iluminación del complejo) o los diferentes aspectos considerados en el diseño con respecto a la sostenibilidad pasiva, saneamiento, climatización, etc.

3. Planteamiento conceptual de la estructura del edificio

El diseño arquitectónico del edificio, basado en su adaptación a los diferentes niveles de la plaza de Las Glorias Catalanas y de la calle Ávila, dando lugar a un área semienterrada y otra dispuesta sobre la rasante de la propia plaza, permite su división en 3 bloques claramente diferenciados para su análisis conceptual (fig. 3). La parte semienterrada del Centro de Diseño, de unos 15.000 m^2 de superficie en planta, se encuentra constituida por los 3 niveles de los bloques 1 y 3, construidos en hormigón armado, así como por las 2 plantas inferiores del bloque 2, siendo este último el elemento más destacado del conjunto y el que le proporciona su aspecto característico. El carácter semienterrado de este complejo ha sido propiciado, como se ha indicado anteriormente, por el desnivel existente entre la plaza de Las Glorias Catalanas y la calle Ávila, habiendo sido posible su ejecución gracias al empleo de pantallas de hormigón armado en el perímetro del «tambor», sin provocar ninguna afección al importante tráfico peatonal y rodado de la plaza.

El bloque 2 se encuentra formado, a su vez, por un gran núcleo central, constituido por 2 muros paralelos de hormigón armado, de 40 cm de espesor, cimentados mediante pilotes y separados 20 m entre sí. Estos muros, de gran esbeltez, han sido ejecutados mediante el empleo de encofrados trepadores, encontrándose arriostrados horizontalmente a través de los forjados de hormigón postensado. Este núcleo posee una altura total de 45 m distribuida en 6 plantas, 2 de las cuales se encuadran en la zona semienterrada, y el resto, sobre la rasante de la plaza de Las Glorias Catalanas. El uso de esta zona del edificio como salas de exposición obliga a la presencia de grandes espacios diáfanos, lo que se logra mediante el empleo de forjados de hormigón postensado, permitiendo así salvar la distancia de 20 m entre los muros extremos. Estos elementos, con un canto de 35 cm,

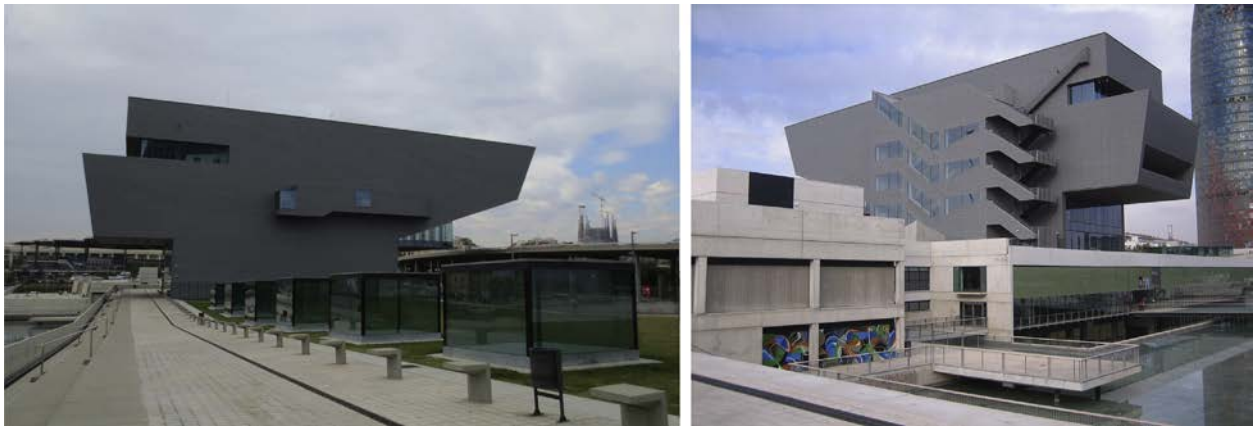


Figura 2. Vistas generales del Centro de Diseño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

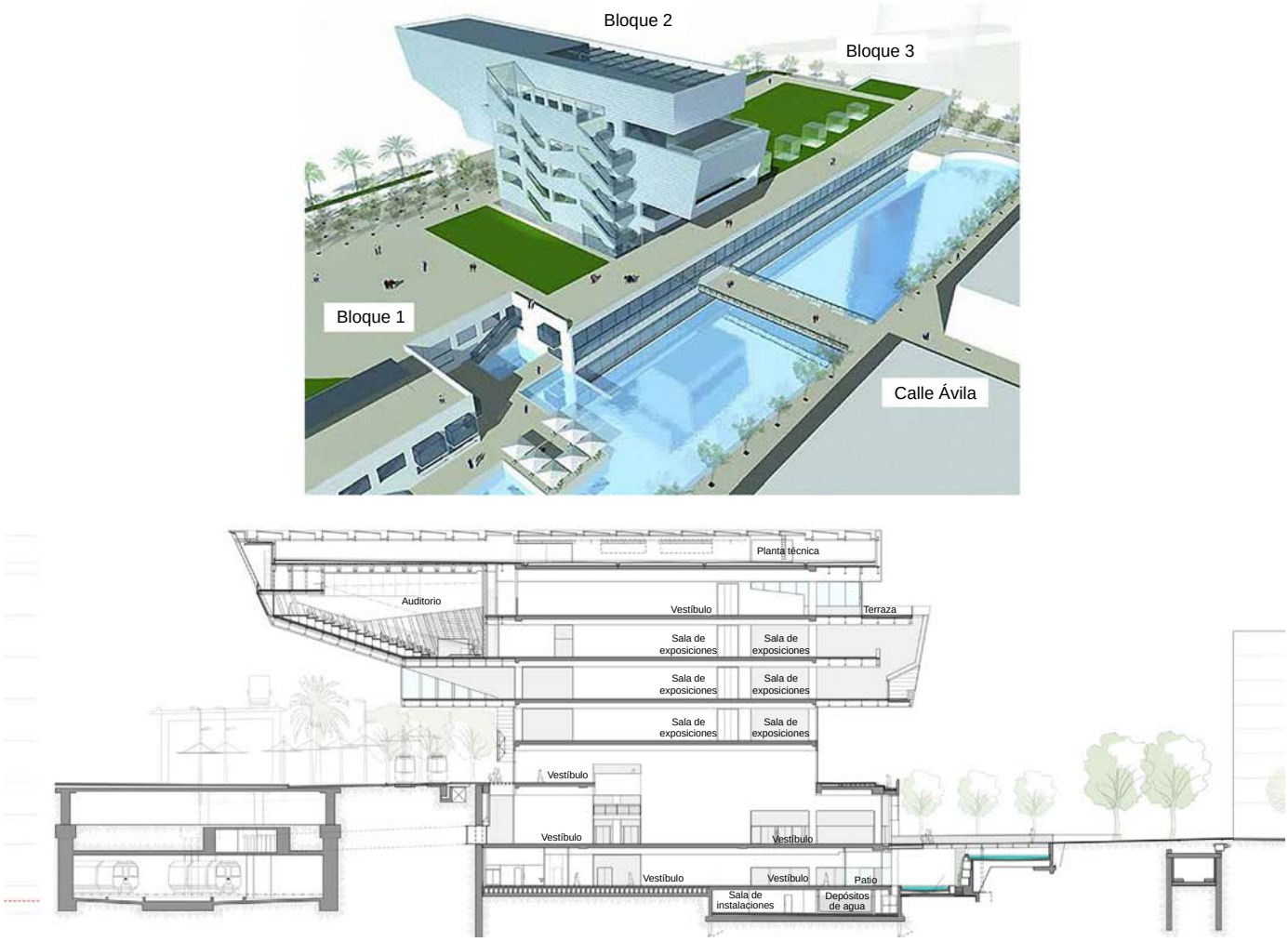


Figura 3. Recreación artística del Centro de Diseño y sección transversal del conjunto.

han sido ejecutados mediante el uso de cimbras convencionales, empleando un sistema de postensado formado por monotorones de 0,6”, con espaciamientos entre anclajes en el entorno de los 30 cm.

Los elementos estructurales que proporcionan su aspecto característico al Centro de Diseño de Barcelona son los 2 grandes voladizos metálicos que surgen de los muros del bloque 2, extendiéndose sobre la plaza de Las Glorias Catalanas y manteniendo la alineación de la calle Ávila. El voladizo 1, con una luz de 35 m y una altura de 20 m, se desarrolla sobre el «tambor» de la plaza de Las Glorias Catalanas, albergando en su interior un salón de actos con capacidad para más de 300 butacas, así como sus correspondientes instalaciones audiovisuales y cabinas para traducción. En la fachada contraria, alineado con el eje de la calle Ávila y con su misma anchura, se sitúa el voladizo 2, constituido a su vez por 2 elementos de 10 y 20 m de luz, respectivamente, situados uno sobre el otro, alojando parte de las salas de exposición y las terrazas del edificio.

Ambos voladizos se resuelven mediante el empleo de la misma tipología estructural, consistente en 2 grandes celosías metálicas paralelas, atornilladas, ancladas en el canto de los muros de hormigón armado del núcleo y unidas entre sí mediante los forjados mixtos correspondientes a las plantas intermedias. La presencia de estas plantas exige la disposición de cordones intermedios, además de los cordones superior e inferior, conectados entre sí mediante montantes y diagonales traccionadas. En el caso del voladizo 1, la planta inferior se suspende de las celosías principales mediante elementos verticales articulados resueltos a través de uniones de tipo bulonado, de manera que a través de su fachada acristalada no se perciba ningún componente estructural.

Los condicionantes del diseño arquitectónico imponen un ancho constante de 400 mm para las celosías metálicas, habiéndose resuelto las mismas a través del empleo de perfiles laminados tipo HEB400 e IPE400 dispuestos horizontalmente, adoptando una calidad de acero del tipo S355J2+N. En aquellas zonas cercanas al anclaje en los muros de hormigón armado, donde las solicitaciones resultan más elevadas, dichos perfiles han sido reforzados mediante el empleo de chapas con el espesor necesario, manteniendo en todo momento la anchura de 400 mm prevista. Los forjados mixtos dispuestos entre las celosías principales se resuelven mediante el uso de vigas HEA800, a las que se les practica un conjunto de alveolos en las almas, facilitando así el paso de las instalaciones y uniéndose a los nudos

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

de las celosías mediante uniones atornilladas que materializan vinculaciones de tipo isostático. Sobre dichas vigas se dispone, a su vez, un forjado mixto de chapa colaborante con un canto de 16 cm, lo que, al transformar las vigas transversales en elementos mixtos, permite salvar la luz de 20 m con modulaciones en el entorno de los 2 m, garantizando en todo momento un comportamiento adecuado y limitando los valores de las deformaciones y posibles vibraciones a los requisitos normativos establecidos para su función como salón de actos.

Al situarse el voladizo 1 sobre la concurrida plaza de Las Glorias Catalanas, las uniones de la estructura metálica han sido resueltas mediante el empleo de tornillos pretensados, buscando en todo momento minimizar los tiempos de montaje en favor de una mayor seguridad y una menor afección al tráfico peatonal y rodado de la plaza. Las uniones adoptadas, de tipo pretensado, corresponden a la categoría C, de acuerdo con la norma EN 1993-1-8: 2005 [4], garantizando así la ausencia de deformaciones en la estructura por el posible deslizamiento de las mismas en Estado Límite Último, circunstancia que ha dado lugar a un importante esfuerzo de investigación [5,6], así como al desarrollo de controles específicos.

Ambos voladizos se fijan a los muros de hormigón armado del núcleo central (fig. 4) mediante sistemas de postensado y pernos conectores, como se verá posteriormente. Los elementos de anclaje diseñados se basan en el empleo de estructuras metálicas en cajón formadas por chapas, los cuales permiten una adecuada transmisión de los esfuerzos a los muros a la vez que un alojamiento sencillo de los cables de postensado en un espacio necesariamente reducido debido a los requerimientos arquitectónicos citados.

Otros elementos que presentan interés son la salida de emergencia del salón de actos y el núcleo de escaleras mecánicas y de emergencia, ambos dispuestos exteriormente al propio edificio. En el caso de la salida de emergencia del salón de actos, con el fin de no reducir el espacio disponible en el auditorio, esta se resuelve mediante una galería metálica exterior, acristalada, situada en la fachada que da a la Torre Agbar. Esta estructura se dispone anclada al propio voladizo principal, así como al muro de hormigón del núcleo. El otro elemento destacable es el denominado «muro M», paralelo al núcleo central y situado en la fachada que limita con el Mercado de los Encants, que permite el alojamiento de las escaleras mecánicas de acceso al edificio y la escalera de emergencia. Inicialmente diseñado como un muro de hormigón armado fue modificado posteriormente, transformándose en un pórtico metálico formado por pilares, vigas de alma llena y pequeñas estructuras de celosía, el cual se une al núcleo central mediante forjados de tipo mixto, lo que simplifica enormemente la construcción de esta zona.

4. Conexión de la estructura al núcleo de hormigón

La conexión de los voladizos metálicos a los muros de hormigón del bloque 2 es, sin duda alguna, el aspecto más comprometido desde el punto de vista del diseño estructural del edificio, tanto por la esbeltez de los muros a los que se unen como por la importancia de los esfuerzos transferidos. La transmisión de los axiles y de los esfuerzos cortantes generados por los voladizos ha precisado el desarrollo de mecanismos específicos para ello, como podrá comprobarse a continuación, así como la evaluación de hipótesis de diseño diferentes a las habitualmente consideradas.

Como se ha indicado anteriormente, los condicionantes arquitectónicos del edificio, conjuntamente con la presencia de los muros de hormigón del núcleo central, con un espesor estricto, obligaron a un detallado análisis de las zonas de conexión de los voladizos, estableciendo un especial énfasis en la fiabilidad de los mecanismos resistentes empleados. Debe tenerse en cuenta en este caso que, al tratarse de elementos estructurales basados en el empleo de soluciones en voladizo, sin mecanismos resistentes redundantes, y situados, además, sobre un área urbana congestionada, la fiabilidad de los sistemas de anclaje diseñados debería resultar muy elevada, siendo preciso un detallado análisis de las hipótesis de diseño habitualmente consideradas así como el empleo de esquemas estructurales sencillos y de gran robustez.

4.1. Anclaje de los esfuerzos normales mediante cables postensados

El anclaje de los voladizos metálicos al núcleo de hormigón se realiza mediante un sistema de cables postensados, con unidades que llegan hasta los 37 ϕ 0,6”. Estos elementos permiten transmitir los esfuerzos de tracción procedentes de las celosías que, en algún caso, superan los 10.000 kN. Los cables poseen un trazado horizontal, recorriendo los muros de hormigón desde el voladizo 1 hasta el voladizo 2, anclando al mismo tiempo ambos conjuntos. El criterio empleado en el diseño del postensado consiste en no permitir la descompresión de la unión con el muro del hormigón en Estado Límite Último, manteniendo en todo momento una compresión residual en la conexión. La descompresión de estas zonas supondría un giro de la sección de unión a los muros de hormigón, produciendo la consiguiente redistribución interna de esfuerzos en la estructura metálica del voladizo en las situaciones próximas al colapso.

Para garantizar una correcta transmisión de los esfuerzos normales a los muros de hormigón, evitando a la vez las interferencias de la estructura con los gatos de tesado, se han diseñado unas piezas especiales para el anclaje de la estructura metálica (fig. 5). Estos elementos se encuentran formados por 2 chapas laterales de 40 mm de espesor y 1.250 mm de canto, cerradas superior e inferiormente para formar una sección en cajón. Los cables empleados para el postensado atraviesan dichos elementos a través de unos tubos situados en el interior del cajón, los cuales permiten una transferencia adecuada de los esfuerzos generados.

4.2. Transmisión de los esfuerzos cortantes

La transmisión de los esfuerzos cortantes procedentes de los voladizos ha supuesto un importante esfuerzo de análisis, así como unas estrictas condiciones de ejecución debido a la tipología adoptada para la estructura y al espesor de los muros de hormigón del núcleo. Estos condicionantes desaconsejaron desde el principio el empleo de conexiones de tipo

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 4. Vista general del bloque 2 en construcción.

rígido mediante tacos metálicos o elementos similares, los cuales habrían conducido a importantes interferencias con la armadura del muro, además de producir una concentración de esfuerzos cortantes en determinadas zonas, sin permitir ningún mecanismo de ductilidad que permitiera el desarrollo de posibles redistribuciones. Estas circunstancias aconsejaron desde el inicio el empleo de una conexión de tipo flexible, a través de pernos conectores, siendo necesario para ello asegurar una transmisión uniforme de los esfuerzos rasantes al muro. Este hecho fue tratado a través de la rigidez de los elementos de anclaje, los cuales deben transformar los esfuerzos cortantes concentrados provenientes de las diagonales en un rasante sensiblemente uniforme en la zona de interfase.

Una vez conocida la distribución elástica de rasantes en la interfase, y el área sobre la que se distribuye, la conexión se diseña disponiendo los pernos conectores precisos en la zona solicitada, aunque, del lado de la seguridad, se han distribuido igualmente en el resto de la pieza, obteniendo así una reserva adicional en la conexión debido a su comportamiento dúctil. Por otro lado, las elevadas solicitaciones en los muros de hormigón, localizadas en las zonas de introducción de esfuerzos, han obligado a incrementar el espesor de los mismos en estas áreas, pasando de 40 a 60 cm, así como a aumentar la calidad del hormigón HA-35, empleada en el resto del muro, a un hormigón HP-40, disponiendo refuerzos de armadura en dichas zonas para asegurar una transmisión adecuada de los importantes esfuerzos cortantes generados por los voladizos.

5. Proceso constructivo

El proceso constructivo seguido para el montaje de los voladizos metálicos del Centro de Diseño se encuentra condicionado por su situación sobre la plaza de Las Glorias Catalanas, así como por el empleo de uniones atornilladas pretensadas, lo que ha obligado a extremar las medidas de seguridad durante los trabajos, al igual que a una cuidada ejecución en taller y a un estricto control geométrico de los elementos montados.

5.1. Protección de la plaza de Las Glorias Catalanas

La situación del voladizo 1 sobre el «tambor» de la plaza de Las Glorias Catalanas, así como el tráfico peatonal y la línea del tranvía, todos ellos en servicio durante la ejecución, hizo que el Ayuntamiento de Barcelona requiriera, previamente a la realización de cualquier trabajo en la estructura, la construcción de una estructura auxiliar que garantizara la protección del tráfico peatonal y rodado. Para cumplir con este objetivo se ha dispuesto una estructura metálica en celosía que, además de proteger la zona por los trabajos en el voladizo 1, ha permitido situar maquinaria auxiliar sobre ella y disponer zonas de acopio que han servido de apoyo a las labores de montaje.

5.2. Elementos de conexión con el núcleo de hormigón

Aunque el proceso de fabricación de la estructura metálica en taller ha contado con estrictos controles de calidad y dimensionales, empleando programas informáticos *Computer Aided Manufacturing* (CAM) en la elaboración de los planos de taller y equipos de control numérico en el corte y taladrado de los elementos estructurales, el aspecto más importante de su ejecución se encuentra en la precisión lograda en el montaje de los elementos de anclaje en los muros de hormigón (fig. 6), garantizando así tanto la correcta geometría del voladizo como el perfecto acoplamiento de las uniones atornilladas, sin tener que recurrir en ningún caso a la modificación de los taladros ejecutados en taller o al rechazo de conjuntos estructurales.

Debido a que las tolerancias en la estructura de hormigón resultan diferentes a las aplicables en el caso de las estructuras metálicas de tipo atornillado, desde el principio se consideró necesario establecer un tratamiento especial para las zonas de interfase entre ambas estructuras, independizando el hormigonado de las zonas de conexión del proceso seguido para el resto del muro. Este hecho permite, además, conseguir una importante calidad en el hormigonado de zonas con una alta densidad de armadura debido a la presencia de importantes cargas concentradas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

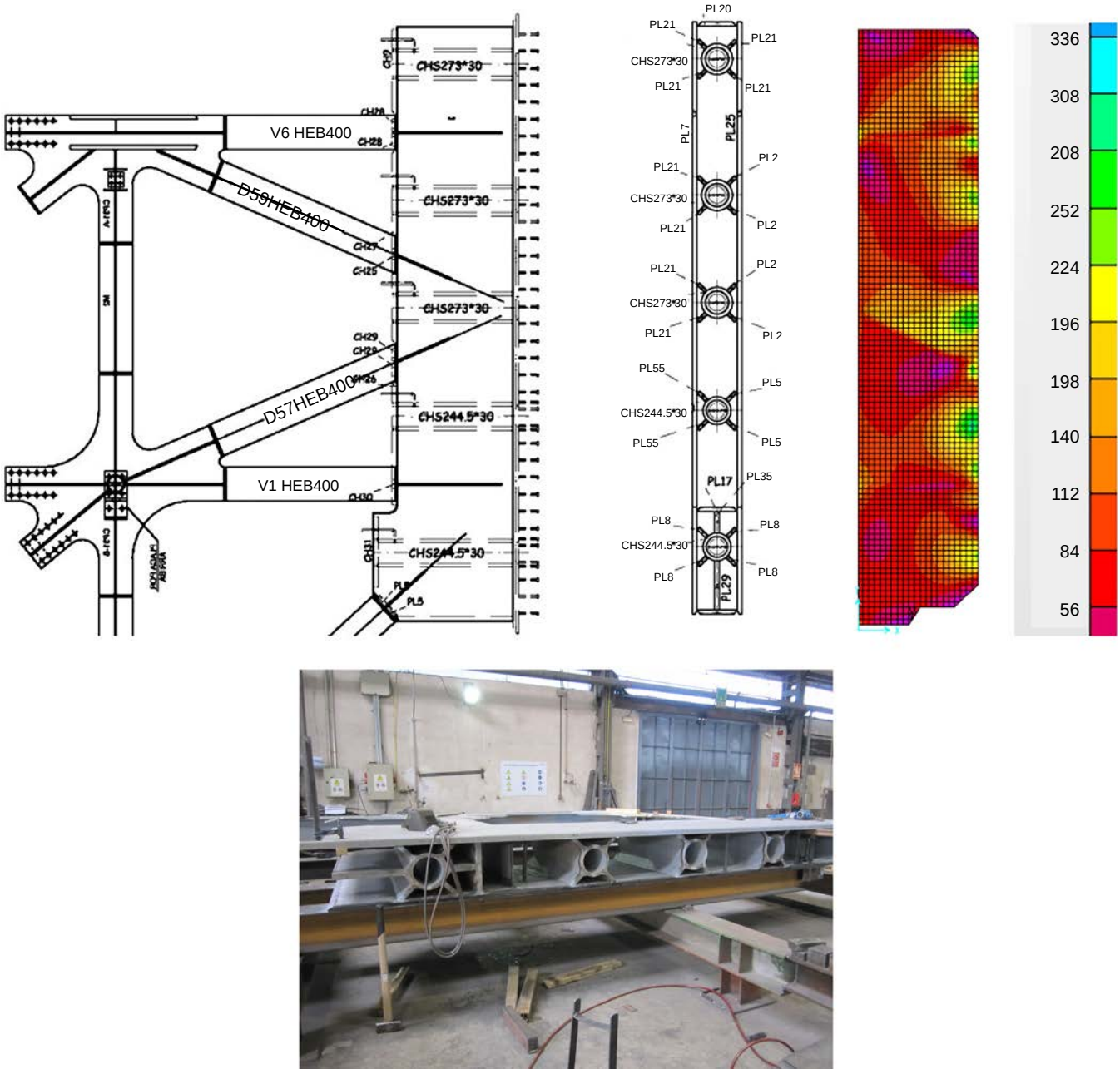


Figura 5. Análisis por elementos finitos del elemento de anclaje y fabricación del mismo.

Por otra parte, las estrictas tolerancias de ejecución de la estructura exigen una perfecta nivelación y paralelismo entre ambos planos de las celosías, evitando así problemas de acoplamiento en los elementos transversales que se disponen entre ellas.

Para garantizar el correcto posicionamiento de los módulos iniciales, así como para facilitar el enfilado de los pernos conectores en las jaulas de armadura, se emplea una primera placa, de 25 mm de espesor, sobre la que se encuentran soldados estos elementos. El posicionamiento y nivelación de dichas placas resulta relativamente sencillo debido a sus menores dimensiones y a la instalación de elementos de nivelación y ajuste específicos. Una vez comprobado el correcto posicionamiento de estos elementos se procede al hormigonado de los cajetines habilitados en el muro, garantizando así la precisión en el arranque de la estructura metálica de los voladizos. Posteriormente se procede a la colocación de los elementos de anclaje mediante su suspensión desde una estructura diseñada específicamente para esta misión y situada en la coronación de los muros, al enfilado y tesado de los cables y a la soldadura de los anclajes sobre las placas, pudiendo continuar a partir de ese momento con el montaje del resto de la estructura.

5.3. Montaje de los voladizos metálicos

El montaje de la estructura metálica correspondiente a los voladizos del edificio presenta ciertas diferencias en ambas fachadas, debido fundamentalmente a los pesos y dimensiones

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

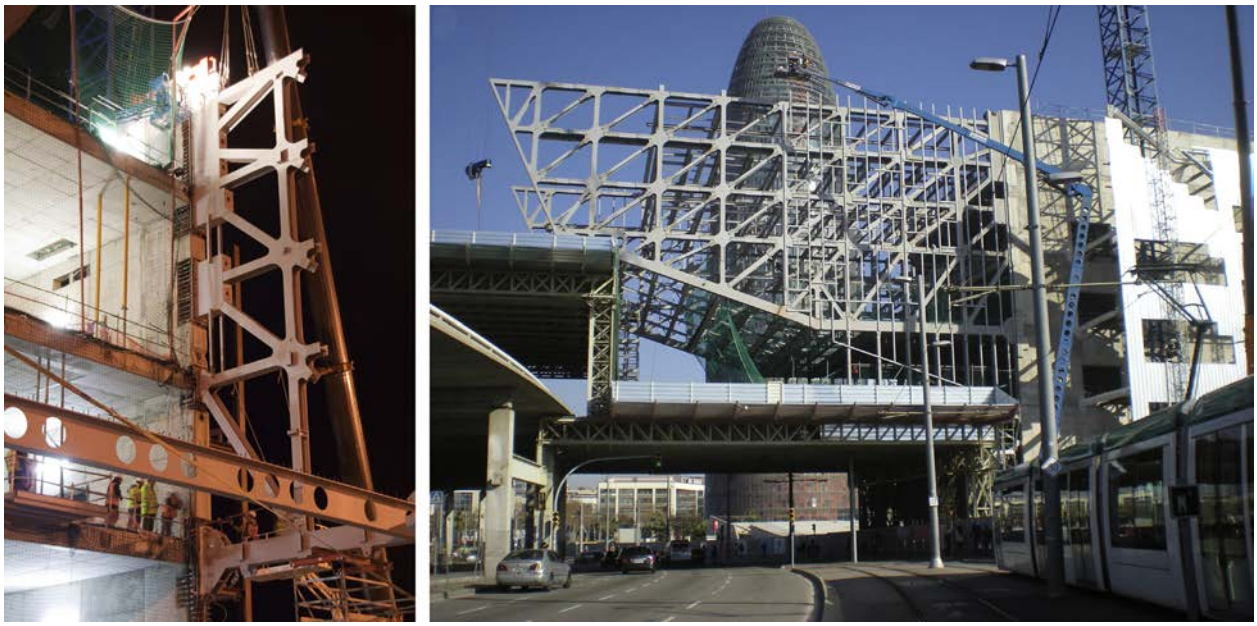


Figura 6. Montaje del voladizo sobre la plaza de Las Glorias Catalanas.

de las piezas involucradas. En el caso de los elementos correspondientes al voladizo 2, se efectúa un armado previo de cada una de las celosías en el suelo, procediéndose al izado de la pieza completa mediante el empleo de grúas automóviles y, posteriormente, al montaje de los elementos transversales de unión.

Para los elementos correspondientes al voladizo 1, debido a sus mayores dimensiones y pesos, se recurre a un proceso de avance en voladizo con el apeo de los primeros módulos, empleando para ello tanto grúas fijas como automóviles. Como en el caso del voladizo 2, los elementos transportados a obra se ensamblan en el suelo hasta conseguir la pieza del tamaño deseado, procediéndose posteriormente a su elevación. La secuencia seguida en el montaje busca completar módulos verticales de la estructura hasta alcanzar la zona en la que se produce su cambio de canto, procediéndose en ese instante al desapeo del conjunto. A partir de ese momento la secuencia de montaje busca formar conjuntos de triangulaciones completas, complementándose posteriormente hasta lograr el canto del voladizo. De forma más detallada, el proceso de montaje de la estructura correspondiente al voladizo 1 (fig. 7) se efectúa de acuerdo con las fases indicadas a continuación:

- Montaje de los cordones inferiores de las celosías apoyados sobre torres provisionales de apeo, hormigonando posteriormente la placa de anclaje a los muros del núcleo.
- Montaje de los módulos de anclaje a los muros del núcleo, empleando para ello elementos provisionales de reglaje. Hormigonado posterior de las placas de anclaje a los muros del núcleo y tesado de los cables de anclaje longitudinales.
- Montaje de elementos verticales completos de las celosías laterales, así como de las vigas transversales HEA800 de los forjados, permitiendo así la estabilización del conjunto.
- Avance del conjunto según la secuencia indicada anteriormente hasta completar la zona de canto constante, momento en que se procede a la retirada de los apeos provisionales.
- Montaje del cordón inferior de la zona de canto variable sobre torres provisionales de apeo situadas sobre la estructura de protección.
- Montaje de elementos verticales completos de las celosías laterales, así como de las vigas transversales HEA800 de los forjados, permitiendo así la estabilización del conjunto.
- Una vez completado el conjunto de la estructura se procede al montaje de los elementos de cierre de la fachada sobre la plaza de Las Glorias Catalanas, así como a la retirada de las torres provisionales de apeo.
- Por último se efectúa el montaje de la planta inferior suspendida de las celosías laterales y la pasarela correspondiente a la galería de evacuación del auditorio.

El acoplamiento entre elementos se efectúa introduciendo 2 brocas de calderero de diámetro adecuado a cada lado de la unión, lo que permite su correcto posicionamiento, colocándose, a continuación, el resto de tornillos. El apriete posterior de los tornillos se efectúa en 2 etapas diferentes. En una primera fase se realiza el apriete de todos los tornillos hasta, aproximadamente, el 75% de la fuerza de pretensado. En una segunda etapa se completa el apriete hasta alcanzar el valor requerido. En todos los casos el apriete se realiza siempre desde el centro hacia los extremos de la unión, buscando minimizar las posibles pérdidas de pretensado en los tornillos adyacentes (fig. 8).

6. Control de las uniones atornilladas

Como se ha indicado anteriormente, los condicionantes derivados del montaje de la estructura metálica de los voladizos del Centro de Diseño sobre la concurrida plaza de Las Glorias

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

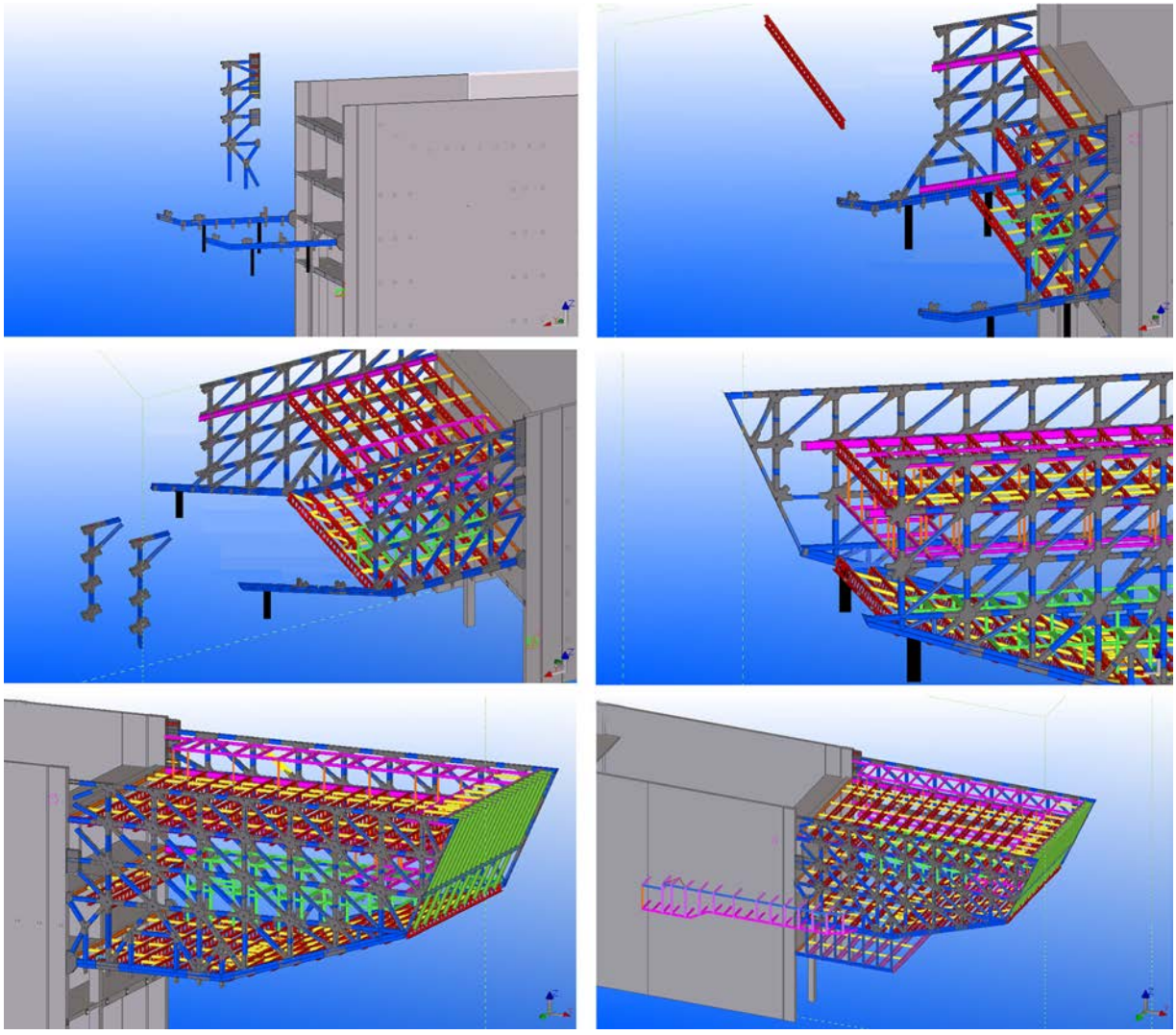


Figura 7. Fases de montaje del voladizo sobre la plaza de Las Glorias Catalanas.

Catalanas aconsejaron, desde un principio, el empleo de uniones atornilladas para los diferentes elementos estructurales. Dentro de las diferentes opciones disponibles se consideró, como más adecuada, la categoría C de acuerdo con la norma EN 1993-1-8: 2005 [4], la cual, de acuerdo con la normativa citada, garantiza la ausencia de deslizamiento en la unión en Estado Límite Último, eliminando las posibles deformaciones de la estructura debidas a este hecho.

Debido a su rigidez y su comportamiento mejorado frente a los fenómenos de fatiga, este tipo de uniones presenta importantes ventajas que las hacen aptas para su uso en todos aquellos casos en los que se requiera evitar el deslizamiento de las mismas bajo el estado de carga considerado. Aunque las bases teóricas para su diseño se encuentran bien establecidas, el tratamiento de los parámetros involucrados en el proceso presenta importantes carencias que no aparecen adecuadamente consideradas en la normativa aplicable:

- El valor del pretensado se ve condicionado por factores tales como el procedimiento de apriete empleado, el acabado superficial del tornillo, la lubricación aplicada a las roscas, la relajación, etc., los cuales no aparecen contemplados explícitamente en la formulación actual del problema.
- Algunos acabados superficiales de los tornillos, como es el caso del galvanizado, conducen a valores de la relajación del esfuerzo de pretensado muy importantes, sin una consideración explícita en el proceso de diseño.
- Los valores del coeficiente de rozamiento utilizados en el diseño de las uniones corresponden a *valores medios*, con dispersiones significativas.
- Los valores de los coeficientes de seguridad parcial no reflejan adecuadamente el nivel de seguridad exigible en algunos Estados Límites, precisando una calibración más precisa y fiable.

La formulación actual del comportamiento de este tipo de uniones en Estado Límite Último no garantiza la ausencia de deslizamiento antes del colapso de la estructura, transformándose en una unión atornillada convencional y desarrollando mecanismos resistentes propios de estas. Este hecho no plantea dudas

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 8. Acoplamiento de las uniones atornilladas y situación final de las mismas.

en aquellos aspectos referentes a la capacidad resistente de la propia unión, pero la posible aparición de deformaciones significativas en situaciones cercanas al colapso podría dar lugar a la presencia de efectos de segundo orden que, al no encontrarse adecuadamente considerados, podrían provocar el fallo prematuro de la estructura. Por todo lo expuesto anteriormente y dada la singularidad de la estructura metálica correspondiente a los voladizos del Centro de Diseño de Barcelona, se consideró necesaria una investigación detallada sobre este tipo de uniones [5,6], así como la realización de diversos ensayos y el establecimiento de controles específicos durante la construcción de la estructura como consecuencia de la investigación realizada.

6.1. Control de ejecución de las uniones atornilladas pretensadas

Puesto que el comportamiento correcto de este tipo de uniones se basa en asegurar el nivel de rozamiento especificado en la fase de diseño, y que este dependerá del pretensado logrado a través del apriete de los tornillos y del coeficiente de rozamiento obtenido mediante una preparación adecuada de las superficies en contacto, serán estos 2 parámetros los que precisen un control específico durante la ejecución, asegurando así que no se producen desviaciones significativas de los valores establecidos en la etapa de diseño. Los aspectos a controlar y los criterios de aceptación de los mismos se encuentran recogidos en la normativa aplicable a la ejecución de estructuras metálicas, como es el caso de la norma UNE EN 1090-2: 2011 [7]. Sin embargo, la presencia de estos controles no garantiza que la ejecución y el posterior comportamiento de estas uniones sean los adecuados.

Como en cualquier otro proceso de ejecución, los primeros requisitos de control deberán dirigirse a la comprobación de las calidades de los materiales suministrados, así como a la calibración de las herramientas empleadas en el proceso. Estas recomendaciones aparecen recogidas en la normativa, estableciéndose, incluso, la precisión de las llaves empleadas en el proceso de apriete.

Para la obtención del coeficiente de rozamiento especificado se proporcionan una serie de preparaciones para las que se considera que se alcanzará un valor mínimo establecido, sin detallar los métodos de ejecución aplicables o los perfiles de rugosidad precisos, lo que no resulta una hipótesis realista. Los valores del coeficiente de rozamiento presentan una dispersión importante respecto a su valor medio, lo que, en muchos casos, no garantiza la obtención del valor considerado en el diseño de la unión. Únicamente se considera necesaria la realización de ensayos previos cuando la preparación de las superficies en contacto difiere de los casos considerados, como podría ser la aplicación de determinados tipos de pintura. La consecución de los valores previstos podría sufrir desviaciones incluso mayores debido a las condiciones reales de la obra, por lo que se considera necesaria una inspección detallada de las superficies antes de proceder a su empleo. Idénticas consideraciones podrían ser establecidas con respecto al control del apriete de los tornillos, donde las inspecciones se dirigen fundamentalmente a las comprobaciones de los valores del par aplicado, del giro de la tuerca o del aplastamiento de las arandelas tipo *Direct Tension Indicator* (DTI), sin establecer la necesidad de ensayos informativos previos que pudieran proporcionar una información más precisa, y garantizar, dentro de límites razonables, que se ha alcanzado el valor del pretensado previsto en el diseño. Ninguna de las comprobaciones establecidas se dirige a la evaluación de los efectos de relajación del tornillo, los cuales se consideran suficientemente pequeños y absorbidos en los valores del pretensado empleados, lo que no resulta cierto en todas las aplicaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Muchas de las incertidumbres presentes no pueden ser corregidas en el proceso de ejecución, ni pueden ser detectadas en las inspecciones efectuadas, como es el caso de un coeficiente de rozamiento con un valor inferior al prescrito. Otras, como es la idoneidad del método de apriete, podrían comprobarse mediante el desarrollo de un procedimiento previo de aplicación, para lo que parece necesario establecer la necesidad de ensayos informativos que aseguren el empleo de un método de apriete adecuado, y que la elección de dicho método será capaz de lograr los valores considerados en la fase de diseño.

6.2. Consideraciones de diseño para las uniones atornilladas

Los fundamentos teóricos en los que se basa el diseño de este tipo de uniones se encuentran bien establecidos en todos los códigos de diseño consultados [4,8] y en la literatura técnica disponible [9]. Sin embargo, las incertidumbres detectadas aconsejaron el empleo de un coeficiente de rozamiento inferior al prescrito en la normativa para la preparación de superficies prevista. Así, para una preparación mediante el granallado de las superficies la normativa aplicable establece un valor del coeficiente de rozamiento de 0,50, mientras que el valor empleado fue de 0,35, acorde con el coeficiente de seguridad parcial establecido por los autores [5,6] al emplear el valor de 0,50, en el entorno de 1,40, y corroborado, a su vez, por otros investigadores [10]. Igualmente, con el fin de proteger las superficies en contacto y evitar el deterioro del coeficiente de rozamiento previsto, se prescribió el uso de una protección temporal mediante pinturas de tipo «pelable», así como una serie de ensayos que permitieran asegurar el valor del pretensado previsto y del coeficiente de rozamiento requerido.

6.3. Control de la fuerza de pretensado

Para el control de la fuerza de pretensado aplicada en las uniones se han empleado arandelas de tipo DTI, cuyo uso se encuentra recogido en la norma UNE EN 1090-2: 2011 [7]. Estos elementos poseen una serie de resaltos en una de sus caras, de forma que al apretar el tornillo se produce el aplastamiento de los mismos, considerándose que la tracción requerida en el vástago ha sido alcanzada cuando la holgura entre la arandela y la superficie de apoyo del resalto coincide con el valor indicado por el fabricante de las arandelas y que figura recogido en la normativa aplicable.

Previamente al empleo de este método en obra se realizaron una serie de ensayos informativos (fig. 9) que permitieron validar el procedimiento de apriete elegido. Para ello, mediante el uso de un calibrador hidráulico se determinó el par de apriete a aplicar en las condiciones reales de lubricación y de acabado superficial. Con una llave dinamométrica tarada, y con el valor del par obtenido, se procedió al apriete de una serie de tornillos dotados con arandelas DTI en las mismas condiciones en las que se colocarían posteriormente en obra. Mediante el empleo de una galga tarada se comprobó que el valor de la holgura se correspondía con el proporcionado por el fabricante e indicado en la normativa. Los ensayos realizados permitieron confirmar que este método resultaba adecuado para el control del pretensado de las uniones en obra.

6.4. Determinación del coeficiente de rozamiento

Las uniones atornilladas pretensadas empleadas en el Centro de Diseño de Barcelona han sido diseñadas como pertenecientes a la categoría C. Para asegurar este comportamiento, la preparación elegida para las superficies en contacto fue el granallado en taller mediante granalla esférica de acero, protegiéndose dichas superficies a través del empleo de pinturas de tipo «pelable», evitando así su corrosión o cualquier otro posible daño que pudiera modificar el coeficiente de rozamiento obtenido. En estas condiciones, y de acuerdo con las especificaciones recogidas en la normativa, el valor del coeficiente de rozamiento aplicable en el diseño de la unión sería 0,50. No obstante, y siempre del lado de la seguridad, el diseño de dichas uniones fue realizado empleando un valor de 0,35, considerando, además, la necesidad de efectuar una serie de ensayos que permitieran corroborar dicho valor.

Para evaluar el coeficiente de rozamiento realmente obtenido se efectuó un ensayo en laboratorio sobre una serie de 4 probetas comprimidas (fig. 10). Estas probetas fueron fabricadas aplicándoles el mismo tratamiento superficial que a las piezas suministradas a obra, encontrándose formadas por 2 chapas exteriores, de 12 mm, y una chapa central de 15 mm, uniéndose entre sí mediante 4 tornillos M20 calidad 10.9 dotados de arandelas DTI. Para evitar el apoyo del vástago en la probeta durante el ensayo, aspecto que habría falseado los resultados obtenidos, la chapa central disponía de taladros rasgados, asegurando así que los valores deducidos obedecían al comportamiento previsto.

El tipo de probeta y el ensayo adoptados en la norma UNE EN 1090-2: 2011 [7] corresponden a los desarrollados por la Convención Europea de la Construcción Metálica (ECCS-CECM-EKS) durante la década de los ochenta. En este ensayo se emplea una probeta formada por 2 chapas centrales sobre las que se aplica un esfuerzo de tracción controlado, y 2 cubrejuntas laterales que permiten su unión. El coeficiente de rozamiento se determina a partir de la carga que provoca un deslizamiento relativo de las superficies en contacto, especificado en la citada normativa, y del esfuerzo de pretensado aplicado en la unión a través del apriete de los tornillos. Sin embargo, pese a las incertidumbres de este valor, no se establece ningún tipo de medida del mismo durante el ensayo, lo que puede conducir a valores erróneos del coeficiente de rozamiento debido a las incertidumbres propias del proceso de apriete o a los efectos de la relajación de los tornillos si, como puede ocurrir, ha transcurrido un cierto tiempo después del apriete de las probetas hasta el momento del ensayo.

Para evitar las incertidumbres propias de este ensayo, el *Research Council on Structural Connections* (RCSC) [8] desarrolló otro tipo de probeta, recogido actualmente en las normas ASTM. Esta probeta se encuentra formada por una chapa central, sobre la que se aplica un esfuerzo de compresión, unida a 2 chapas laterales que le sirven de soporte. Con el fin de evitar las incertidumbres presentes en el valor del pretensado aplicado en la unión, este ensayo emplea una barra centrada en

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 9. Ensayos informativos previos y controles en obra.

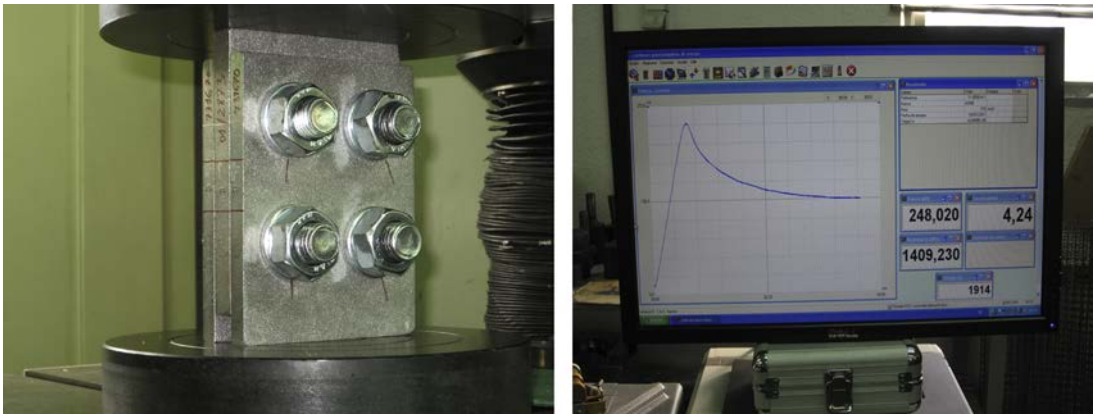


Figura 10. Probeta empleada y resultados del ensayo.

el conjunto, la cual se encuentra unida a un cilindro hidráulico tarado, de tipo hueco, que permite en todo momento el control del esfuerzo de pretensado existente en la unión. Como en el caso anterior, la determinación del coeficiente de rozamiento se efectúa a partir del valor de la carga aplicada, considerando que el deslizamiento se produce al alcanzar un valor predeterminado del deslizamiento, y del esfuerzo de pretensado medido en la unión a través del cilindro hidráulico.

Debido a las incertidumbres presentes en el primer tipo de ensayo, y a la dificultad de implementación del segundo, se desarrolló, en el caso de las uniones del Centro de Diseño, la probeta anteriormente citada, basada en la filosofía del ensayo aconsejado por el RCSC. Para la realización del mismo se determinó previamente el par de apriete necesario para alcanzar el pretensado previsto con las condiciones reales de lubricación de los tornillos empleados, utilizándose, además, arandelas del tipo DTI como control adicional durante el proceso de apriete. El apriete de los tornillos fue efectuado inmediatamente antes del empleo de las probetas en el ensayo, sometiéndose las mismas a un proceso de carga con velocidad constante en una prensa tarada. En dicho ensayo se determinó el valor de carga máximo y se prolongó dicho proceso hasta alcanzar un desplazamiento máximo en el entorno de los 4 mm (fig. 10), valor que permitió determinar el coeficiente de rozamiento residual de las uniones después de su deslizamiento. Como se ha indicado anteriormente, la determinación del coeficiente de rozamiento se efectúa a partir de los valores de la carga aplicados y del esfuerzo de pretensado obtenido en los tornillos empleados. El tratamiento posterior de los resultados del ensayo permitió obtener las siguientes conclusiones:

- Los valores máximos del coeficiente de rozamiento obtenido resultan similares en todas las probetas, mostrando variaciones mínimas entre ellas, inferiores al 0,5%, y coincidentes con el valor de 0,5 recogido en la normativa para la preparación superficial efectuada.
- Los valores máximos del coeficiente de rozamiento precisan deslizamientos importantes, incompatibles con las holguras

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

de los taladros. Para los valores establecidos en la normativa, el coeficiente de rozamiento se encuentra en torno a 0,367, superior al valor de 0,35 adoptado en el diseño.

Otras conclusiones y recomendaciones derivadas de las investigaciones llevadas a cabo en este caso se encuentran disponibles en las referencias [5,6].

7. Conclusiones

El Centro de Diseño de Barcelona recoge todos los aspectos arquitectónicos más innovadores para poder adaptarse al futuro desarrollo urbanístico de la plaza de Las Glorias Catalanas. No solo resulta destacable su perfecta integración a los requisitos urbanísticos futuros de la plaza, sino que merece una especial consideración su concepto de edificio público sostenible, haciendo uso para ello de todos los recursos posibles, tanto de tipo activo como pasivo.

Los especiales condicionantes de su diseño, así como su compleja construcción en un entorno urbano congestionado, han precisado un importante esfuerzo en todos los aspectos relacionados con su diseño estructural, como es el caso del importante voladizo que recoge el salón de actos. Para ello ha sido necesario un importante esfuerzo de investigación estructural y de control en todos aquellos elementos que garantizan su adecuado comportamiento, como resulta en el caso de los elementos de anclaje a los esbeltos muros del núcleo o en las propias uniones atornilladas de la estructura metálica. Todo ello, conjuntamente con una ejecución muy cuidada, ha permitido culminar con éxito la construcción de este importante complejo cultural.

Bibliografía

[1] R. Llago Acero, P. Garcia Rodriguez, C. Jaen Gonzalez, El Centro de Diseño de Barcelona, V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.
[2] R. Llago Acero, P. Garcia Rodriguez, The New Barcelona Design Centre International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Structural Engineering International. 24 (1) (2014) 49–52.
[3] J. Rui-Wamba, S. Guerrero, La Plaza de las Glorias Catalanas. Una breve historia visual, Fundación ESTEYCO 64 (2009).
[4] EN 1993-1-8: 2005. Eurocode 3 - Design of Steel Structures. Part 1-8: Design of Joints, CEN, Bruselas, 2005.
[5] R. Llago Acero, P. Garcia Rodriguez, Análisis paramétrico del comportamiento de las uniones por rozamiento con tornillos pretensados, Revista de Obras Públicas. 3521 (2011) 21–42.
[6] R. Llago Acero, P. Garcia Rodriguez, Análisis paramétrico del comportamiento de las uniones por rozamiento con tornillos pretensados, V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.
[7] UNE EN 1090-2: 2011+A1. Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 2: Requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero, AENOR, Madrid, 2011.
[8] RCSC 2009. Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts, Research Council on Structural Connections, Chicago, Illinois, 2009.
[9] G.L. Kulak, J.W. Fisher, J.H.A. Struik, Guide to Design Criteria for Bolted and Ribeted Joints, 2nd ed., Research Council on Structural Connections, Chicago, Illinois, 2001, pp. 352.
[10] G.Y. Grondin, M. Jin, G. Josi, Slip critical bolted connections. A reliability analysis for design at the ultimate limit state. Department of Civil & Environmental Engineering. Structural Engineering Report n 270, 1st ed., University of Alberta, Edmonton, Alberta, 2007, pp. 163.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

introduction

Sustainability is already a key aspect for construction and in particular in construction with concrete. In the future, it will become an even more significant aspect in construction, such as planning, design, execution, maintenance and dismantling. Many research and normative aspects have still to be developed.

The First International Conference on Concrete Sustainability, ICCS13, took place in Tokyo May 2013. Two hundred and forty-five people from 36 countries registered for the conference. It was a success in both scientific output and attendance. The main topics that will be dealt with in the Conference will be **environmental impact reduction technologies, sustainability aspects of durability, environmental design, evaluation and systems, socio-economic aspects and case studies on sustainable concrete materials and structures.**

Madrid will host the **ICCS Conference in 2016 (**ICCS16).The venue will be at the **Universidad Politécnica de Madrid** in its School of Civil Engineers (Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos).

The conference will be a three-day event that will run from **13-15 June 2016.**
We invite you to participate through providing a paper or by attending it directly.

For more information, consult **www.iccs16.org** for de venue and www.turismomadrid.es for Madrid. Should you have questions please contact us at **iccs16@caminos.upm.es**

important dates

Abstract, deadline
July 31, 2015
Acknowledgement of acceptance
September 30, 2015
Full paper, deadline
November 30, 2015

topics

- Materials
- Durability
- Construction Aspect
- Environmental Design
- Social-Economical Aspect
- Cases Studies

organizer
Universidad Politécnica de Madrid

co-organizers

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(275):69–83
www.e-ache.com

Original

«El Carrizo»: construcción con lanzadoras de un tablero atirantado por avance en voladizo

"El Carrizo" bridge – Cantilever construction of a cable-stayed bridge deck using launching girders

Nicolas Trotin [a], Patrick Ladret [b] y Sergio del Olmo [c,*]

[a] *Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A., Madrid, España*
[b] *Ingeniero ENTPE. Freyssinet S.A., Madrid, España*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet S.A., Madrid, España*

Recibido el 31 de diciembre de 2014; aceptado el 20 de marzo de 2015
Disponible en Internet el 15 de agosto de 2015

Resumen

El puente de «El Carrizo» se ubica en la carretera Durango-Mazatlán, ruta que materializa la unión interoceánica entre el Golfo de México y la Costa del Pacífico. La estructura principal es un puente atirantado con tablero ejecutado por avance en voladizo y con pilono central. Este artículo se centra en el proceso constructivo empleado en este tramo, que supuso la consecución de un reto tanto por la complejidad de las condiciones del entorno donde se ubica, como por la optimización que se logró de los recursos y equipos existentes. Las exigencias de construcción en un plazo muy reducido, junto con los riesgos de una importación de equipos hechos a medida para la construcción de un puente en voladizo, condujeron a optar por la adecuación de los medios existentes con los cuales se contaba (lanzadoras para la construcción de tableros de vigas prefabricadas), lógicamente más adecuados para tipologías de puentes diferentes de la que nos ocupaba.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Lanzadora; Dovelas metálicas; Tirantes; Avance en voladizo

Abstract

The "El Carrizo" bridge is located on the road from Durango to Mazatlán, a route embodying the inter-oceanic link between the Gulf of Mexico and the Pacific Coast. Its main structure is a cable-stayed bridge with its bridge deck executed by incremental cantilever method and a central pylon. The present article focuses on the construction process used in this stretch, as it represented the achievement of a major challenge in terms of both the complexity of the surrounding conditions and also the optimization achieved in the use of pre-existing resources and equipment. The requirements for construction in a very short space of time, together with the risks of importing tailor-made equipment for the construction of an incremental cantilever bridge led to the company opting for the adaptation of existing means available (launching girders for the construction of bridge decks with prefabricated beams), logically more suited to bridge types other than the one concerned with in this case.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Launching girders; Steel segmental construction; Cable-stays; Cantilever

1. Descripción de la estructura

La autovía de nueva construcción Durango-Mazatlán discurre por una orografía de gran complejidad, lo cual justifica que se encuentre jalonada de innumerables puentes y túneles. El puente

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: sergio_o@freyssinet-es.com (S. del Olmo).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.03.004
0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

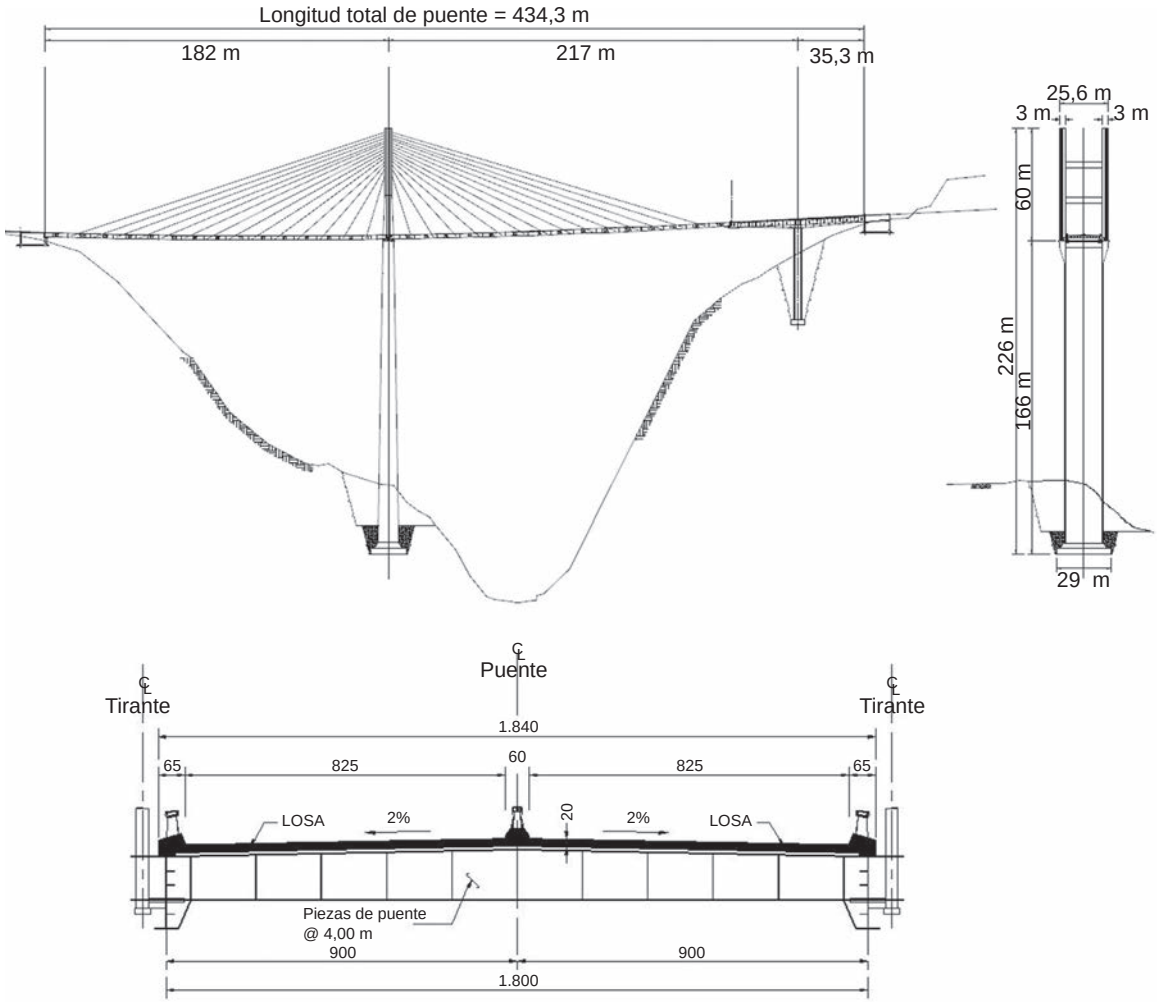


Figura 1. Alzado y sección transversal del tramo atirantado del puente.

de El Carrizo tiene una longitud de 434,3 m que se distribuyen en dos estructuras distintas: un tramo principal, atirantado, de 364 m formado por dos vanos, uno a cada lado de la única pila central P2, y otro tramo, construido también por voladizos sucesivos, centrado en la pila secundaria P3. La altura de coronación de la pila P2 es de 226 m, situándose el tablero a 166 m sobre su base. De la pila parten dos planos paralelos de tirantes de 22 a 46 cordones autoprotegidos (252 T de acero en total) que se anclan en las vigas del tablero. Este tiene planta recta y alzado parabólico; su vértice se sitúa próximo a la pila, y la pendiente longitudinal varía entre el −2,9% y el 5%. Mientras que el tramo atirantado es de tipología mixta (tablero bijácena y capa de compresión in situ) (fig. 1), el tramo secundario se materializa con un tablero de hormigón pretensado formado por 2 cajones laterales unidos por una losa.

En este artículo nos centraremos en el tablero mixto atirantado, que se compone de 31 dovelas metálicas de 18,5 m de ancho y distintas longitudes: una dovela central sobre pila (D/P) de 12 m, una dovela de 8 m a cada lado de la dovela central (D1A y D1T), y 14 dovelas de 12 m de largo a cada lado de la pila (desde la D2A y D2T hasta la D15A y D15T). Las dovelas pesan alrededor de 43 T, excepto las dos últimas, que alcanzan hasta 59 T. Además de las dos jácenas longitudinales principales de 1,90 m de canto, la parte metálica de la dovela se completa con vigas transversales separadas 4 m, perfiles de arriostramiento inferior, tubos y piezas de conexión para los tirantes, conectores y encofrado perdido. La losa superior de hormigón in situ tiene un espesor de 20 cm.

2. Condicionantes

La ejecución del puente estuvo fuertemente condicionada por la falta de acceso al origen de construcción del tablero. El tramo atirantado posee una única pila central y no existe acceso por los lados, por lo que la construcción debía hacerse desde esta, es decir, empezando por el centro del tablero y avanzando hacia los extremos, lo que supone unas condiciones de trabajo, especialmente para las primeras fases de construcción, en un espacio muy reducido, sin posibilidad de ampliación, donde habían de realizarse muchas tareas simultáneas (fig. 2).

En estas condiciones, el abastecimiento de materiales y equipos solo era posible desde la base de la pila, teniendo que ser izados mediante el empleo de una grúa torre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 2. Vista general del puente y su entorno.

Se barajó la posibilidad de realizar el montaje completo de las dovelas en la base de la pila, para ser posteriormente izadas desde los frentes del tablero, pero fue descartada debido a la falta de espacio y a la fuerte pendiente del terreno.

El avance en la construcción del tablero debía realizarse de manera simétrica hacia ambos lados, no debiendo existir más de una dovela de diferencia entre ellos, ya que el peso no equilibrado entre ambos extremos suponía un esfuerzo al que no debía someterse a la pila.

De la misma manera, el tesado de los tirantes entre ambos extremos se debía realizar a la vez con un máximo de un tirante (una dovela) de diferencia, pues en caso contrario la componente horizontal de la fuerza de tesado no compensada no podía ser absorbida por la unión con barras pretensadas verticales de la dovela central (D/P) del tablero a la pila, y para anularla habría sido necesario disponer topes rígidos adicionados a dicha dovela.

En resumen, la necesidad de ejecutar la obra de manera simétrica, además de requerir de una planificación muy estudiada de los tiempos de trabajo, implicaba la necesidad de poseer equipos duplicados de lanzamiento con las dimensiones mínimas y que fueran capaces de avanzar y retroceder con y sin carga.

Además, a medida que el tablero creciera en sentido longitudinal, la pila central (que recoge los tirantes de las dovelas) haría lo propio en sentido vertical. Como consecuencia de ello, el obstáculo que representa el haz de tirantes tomaría cada vez mayor envergadura, y por tanto incrementaría la dificultad de operación a medida que se reduciría el área útil de barrido de grúa torre instalada en el tablero o la pila (fuera del ámbito del tablero).

3. Elección del equipo de construcción

Para un sistema de avance incremental como el que se requería, la primera solución que se plantearía sería seguramente la de un carro en voladizo colocado en el frente del tablero con recorrido igual a la longitud de dovela (fig. 3). La no existencia de estos equipos en México y la dificultad (logística y económica) que suponía su importación concurrieron en la necesidad de estudiar la posibilidad del empleo de otro tipo de equipos, diseñados para tipologías diferentes de construcción de puentes, y adaptarlos a las exigencias de este proyecto.

3.1. Lanzadoras

Consisten en parejas de celosías modulares de sección triangular, generalmente empleadas para la construcción de tableros de vigas prefabricadas [1]. Se apoyan sobre la propia estructura que se ejecuta, ya sea de manera directa o por medio de soportes provisionales. Constan de dos carros superiores motorizados que permiten tanto el transporte de las vigas (que permanecen colgadas entre ambas celosías) como el desplazamiento de la propia lanzadora. Para ello, las celosías disponen de rieles en sus cordones inferiores, que deslizan sobre apoyos rotulados (bogies) situados en la cabeza de los soportes. El lanzamiento se realiza sobre una única directriz por vano, para minimizar el número de apoyos provisionales a ejecutar. Por tanto, para la colocación de todas las vigas del tablero se requiere el ripado de la lanzadora con un sistema similar de bogies transversales motorizados. Son aptas para la construcción de puentes con trazado curvo en planta, aunque su funcionamiento óptimo se logra con puentes rectos (fig. 4).

Por razones de seguridad, el lanzamiento suele realizarse contra la pendiente (∼1%) para tener en todo momento el control sobre las cargas; no obstante, una geometría de alzado con pendiente excesiva puede llegar a invalidar el empleo de un equipo, aunque las limitaciones por esta causa provienen más de los sistemas de traslación (cables, frenos) que por razones de índole puramente estructural.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 3. Construcción de tablero de dovelas con carro en voladizo (puente sobre el río Napo, Ecuador).

Figura 4. Lanzadoras convencionales en ejecución de puentes de vigas (puentes El Cantil y Tonalá).

La denominación común de las lanzadoras consta de dos cifras: la primera indica el peso máximo (en general peso de viga) con el que puede cargar la estructura; la segunda corresponde a la longitud (en metros) máxima de voladizo a la que puede ser lanzada sin perder su integridad estructural ni su estabilidad (y que por tanto corresponde a la luz máxima entre pilas o puntos de apoyo del tablero). Es decir, esta denominación obedece a los dos tipos de fases que son críticas para estas estructuras: la fase de carga en movimiento con condiciones de sustentación biapoyada, y la fase de traslación de equipo en vacío desde una pila hasta la siguiente. La denominación del equipo que se empleó era LG 100/56.

Estas estructuras se diseñan y comprueban teniendo en cuenta los efectos dinámicos de los equipos que soportan (velocidad y carga) mediante la aplicación de unos factores de mayoración de las acciones, de acuerdo con lo recogido por la FEM [2]; además, en función del caso de carga que se estudia, la FEM define estos otros coeficientes, esta vez como minoración del límite elástico del material, para realizar las comprobaciones estructurales:

– Caso de carga I (∼ acciones de origen gravitatorio): $\Sigma_I = \Sigma_E/1{,}5$.
– Caso de carga II (∼ acciones de origen gravitatorio + viento en situación normal): $\Sigma_{II} = \Sigma_E/1{,}33$.
– Caso de carga III: (∼ acciones de origen gravitatorio + viento extremo): $\Sigma_{III} = \Sigma_E/1{,}1$.

El fundamento de los coeficientes de seguridad parciales para las acciones y para la resistencia no radica en la previsión de eventuales errores humanos. El procedimiento de los estados límite corresponde a un método de fiabilidad con base semiprobabilista, donde la consideración de incertidumbres se plantea de manera determinista. No es su razón de ser el constituir un margen adicional de seguridad que pueda aprovecharse en obra o proyecto ante modificaciones o errores de proyecto o ejecución.

Nótese que estas estructuras se comprueban en régimen elástico, puesto que son objeto de múltiples usos y ciclos de carga: para el caso particular de equipos de lanzamiento o cualquier otro método de construcción por etapas cíclicas no es admisible

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

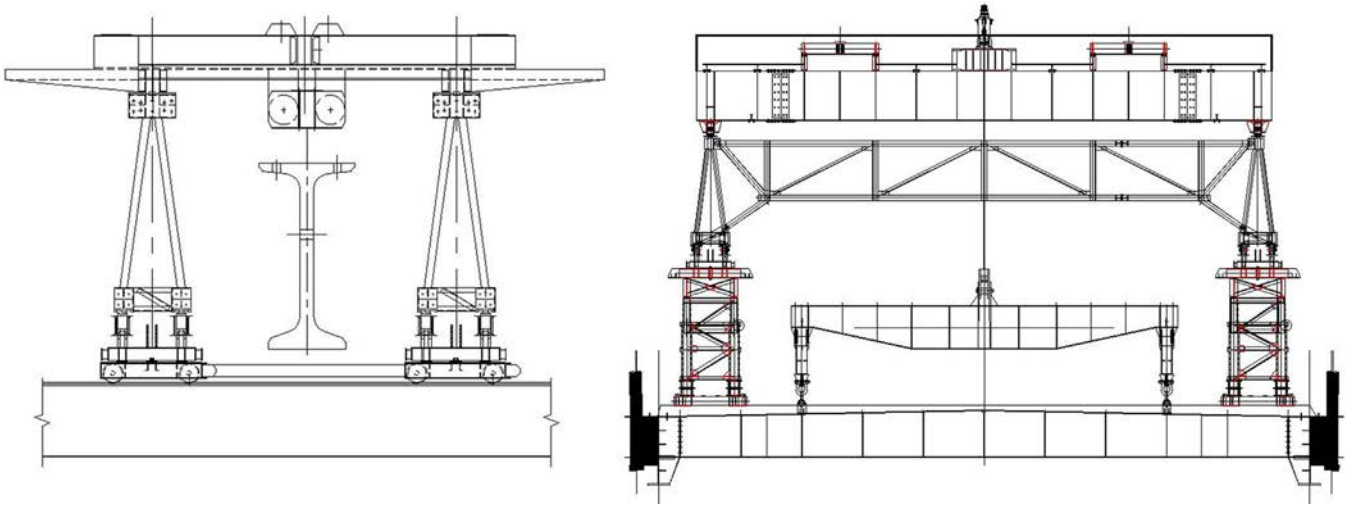


Figura 5. Lanzadoras original y adaptada (con estructuras de arriostramiento entre celosías y puente grúa superior).

rebajar ni aun de manera temporal el coeficiente de seguridad, ya que se trata de un equipo sometido a muchos ciclos repetitivos, donde es imprescindible la conservación del régimen elástico. En caso contrario, la acumulación de deformaciones plásticas podría llegar a inutilizar el funcionamiento de la estructura como conjunto mecánico.

3.1.1. Ventajas

Son equipos concebidos para el avance y el retroceso, al ir dotados de rieles y bogies, lo que los hace muy atractivos para el desarrollo de operaciones que requieren movimientos relativamente rápidos y, sobre todo, sencillos y seguros.

3.1.2. Inconvenientes

Es una estructura lineal, no optimizada para trabajos con carga en voladizo sino diseñada para soportar esfuerzos similares en todas sus secciones. Esto suponía para este caso un exceso de peso propio en zonas no deseadas (voladizo), lo cual penalizaba los esfuerzos sobre la sección crítica. Otro inconveniente es la dificultad de realizar refuerzos sobre la estructura, puesto que se generaban múltiples interferencias con los sistemas de traslación (propia y de la carga), frenos, accesos, etc.

3.2. Adaptación del equipo

Una vez elegido el equipo concreto (la lanzadora LG 100/56 que, de entre los disponibles, era el que mejor se acomodaba a las exigencias de carga), fue necesaria la adaptación del mismo, empezando por el cambio de ancho libre entre celosías, que debía aumentarse para poder permitir el traslado y giro de las dovelas, y también para favorecer la transmisión de cargas al tablero, al intentar situar los ejes de las lanzadoras lo más próximos posible a las jácenas longitudinales de las dovelas (fig. 5).

La modificación de la separación entre celosías con respecto a la habitual para lanzamientos de vigas también imposibilitó el empleo de los carros superiores motorizados habituales, que tuvieron que ser sustituidos por puentes grúa fabricados a medida. Este incremento de separación también obligó a diseñar, entre otros equipos, nuevas estructuras en sustitución de los pórticos de unión entre celosías en inicio y fin de lanzadora.

Además hubo que reforzar las celosías de la lanzadora en distintos módulos y secciones. En general, los cordones inferiores de los módulos críticos debieron ser robustecidos mediante la adición de platabandas laterales para hacer frente a flexiones horizontales, y con cartabones transversales para evitar el pandeo del alma, así como concentraciones de tensiones elevadas (fig. 6). Las alas superiores del cordón superior, que estaba formado por dos perfiles I paralelos, también tuvieron que ser engrosadas por comprobaciones locales, ya que la posición del riel se ubicaba entre las almas. Por último, las diagonales más solicitadas también necesitaron un incremento de su capacidad, así como sus uniones a los cordones. Los módulos de la lanzadora fueron izados desde el pie de la pila, donde se encontraba el taller, hasta el tablero con la grúa torre. Al tener esta una capacidad limitada, el diseño de los rigidizadores, pletinas y demás piezas añadidas a los módulos se realizó con la precaución de que el peso total del elemento reforzado no excediera la carga máxima que podía ser izada.

3.3. Pruebas

Se realizaron pruebas de carga y funcionamiento (movimientos, frenos, etc.), tanto de la propia estructura como de los equipos auxiliares (sistemas hidráulicos de giro, gatos tragacables, etc.). Dichas pruebas, realizadas según procedimiento estipulado en los correspondientes documentos y planos, y con control geométrico de deformaciones mediante topografía además de inspección visual, se llevaron a cabo en base de pila tras montaje en blanco, y sobre tablero, una vez izada la lanzadora (fig. 7).

Asimismo se realizaron pruebas de peso de cada elemento, tanto para comprobar que las previsiones tomadas cubrían los excesos sobre el teórico debidos a soldaduras, cartelas, equipos hidráulicos y eléctricos, etc., como para obtener la máxima fidelidad con la realidad en los modelos de cálculo empleados para el correcto ajuste geométrico del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

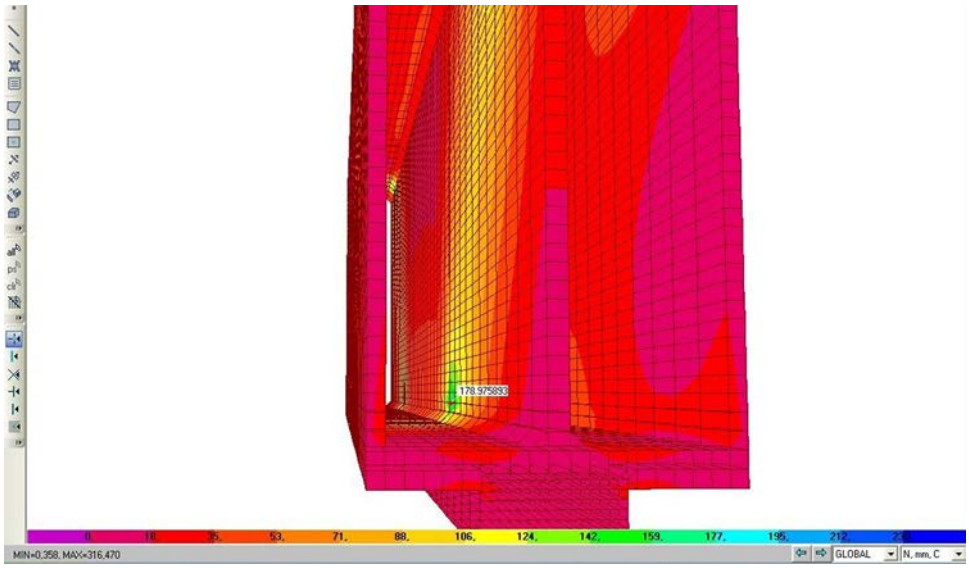


Figura 6. Tensiones de Von Mises en cordones inferiores de lanzadora.

Figura 7. Pruebas de carga y funcionamiento de lanzadora completa a pie de pila.

3.4. Montaje de lanzadora y primeras dovelas

El montaje de la dovela sobre pila y la pareja de dovelas D1 (A y T) se realizó por piezas, con ayuda de una pequeña grúa.

El espacio ocupado por las dos lanzadoras, con su configuración normal, impedía poder emplearlas de manera simultánea hasta que no estuvieran ensambladas al tablero la pareja de dovelas D4, por lo que se previó que las primeras dovelas fuesen montadas con una única lanzadora, de menor longitud y 2 cabezas, que se desdoblaría en 2 equipos independientes en cuanto la longitud del tablero ejecutada lo permitiese.

Asimismo, al no poder disponer de espacio suficiente para instalar sobre el tablero el taller de ensamblado de las dovelas, se previó que las dovelas D2T y D3T (lado tierra) fueran izadas desde el fondo del barranco, pues a ese lado el terreno presentaba una pequeña plataforma con pendiente no muy pronunciada (fig. 8).

4. Proceso constructivo: componentes

El equipo completo estaba formado por los siguientes elementos principales: lanzadora (compuesta por dos celosías y sus elementos de arriostramiento en extremos), puente grúa (colocado sobre la lanzadora), balancines de levantamiento (que materializaban la unión entre las orejetas de la dovela y el puente grúa), y apoyos telescópicos de lanzadora (levantados sobre el tablero).

La longitud de la lanzadora (lógicamente redondeada a múltiplos de la longitud de los módulos utilizados) resultó de estudiar todas las posibles posiciones (en voladizo, en avance tras completar un ciclo, en fase de cambio de cota, etc.) de forma que siempre se garantizase su estabilidad estáticamente. El mínimo que se requiere habitualmente para tableros de vigas construidos con lanzadoras es de 2,2 veces la distancia entre pilas.

Como ya se ha comentado, la necesidad de separar las celosías de la lanzadora una distancia tal que cupieran entre ellas las dovelas giradas 90° obligó al diseño de nuevos equipos.

4.1. Arriostramiento entre celosías

Estos elementos materializan el trabajo conjunto de ambas celosías frente a esfuerzos horizontales de viento (tanto sobre lanzadora como sobre la dovela en fases de carga) y de guiado (esta última acción tiene su origen en la holgura existente entre los rieles superiores de las celosías y la distancia entre ruedas del carro, y también en la troncoconicidad de las últimas). Además recogen los elementos de anclado y reenvío del sistema de traslación (propio y del carro de carga), por lo que también se ven sometidos a cargas puntuales contenidas en el plano horizontal. Asimismo, otra de las funciones de estas estructuras es, en caso de retraso de una las celosías en el movimiento, ser capaz de «arrastrarla» de modo que el avance se realice en paralelo en todo momento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

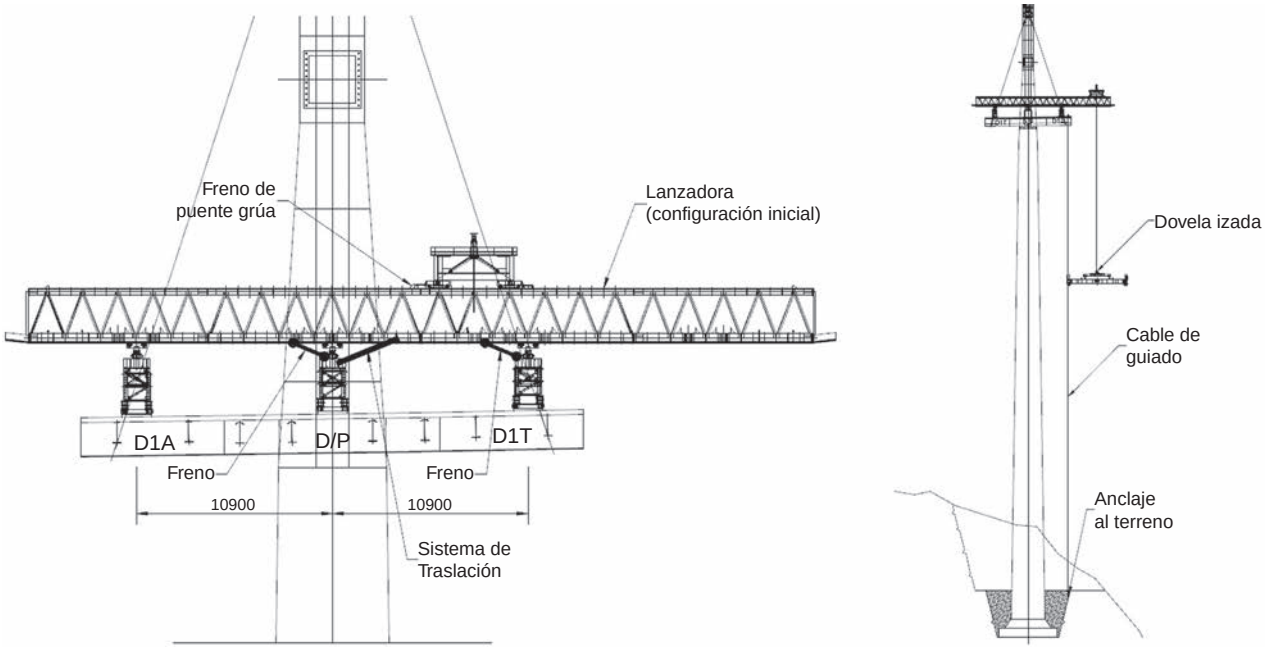


Figura 8. Configuración inicial de lanzadora y planteamiento de izado de dovela D2T.

4.2. Nivelación de dovela a izar: balancines

En primer lugar se montaban las partes metálicas de la dovela. Como cada dovela tenía un centro de gravedad diferente del resto (debido a la distinta inclinación de los tubos para tirantes) y los puntos de cuelgue eran de obligada elección (coincidentes con las vigas transversales y las posiciones de rigidizadores de almas de estas vigas), el conjunto de balancines (para el caso general, uno principal y 2 secundarios) disponía de varios puntos de cuelgue, y además estaba provisto de dispositivos hidráulicos mediante cuya manipulación se desplazaba el centro de gravedad del elemento izado a conveniencia, para así conseguir la nivelación de la dovela, situándola con la posición y pendiente de colocación requeridas (figs. 9 y 10).

4.3. Nivelación de lanzadora: apoyos telescópicos

La lanzadora debía estar previamente nivelada sobre sus tres apoyos para, por un lado, disponer de altura suficiente en punta para evitar interferencias de la dovela colgada con el tablero (cuya rasante era parabólica), y por otro, para contar con la seguridad de controlar siempre el movimiento (el lanzamiento siempre se realizaba en contrapendiente con una inclinación mínima requerida por los puentes grúa de traslado). Los apoyos eran torres telescópicas que permitían diferencias de altura de hasta 1.200 mm. Las correcciones de cota y/o pendiente se realizaban siempre sin carga, con unos brazos hidráulicos integrados en los propios apoyos, por escalones de 150 mm, pues tal era la distancia entre posiciones de los pasadores que unían parte fija y móvil de los apoyos, y en orden tal que la lanzadora estuviese siempre en posición de contrapendiente (fig. 11). La corrección de cota desde el último escalón de 150 mm (valor discreto de desplazamiento) a la altura objetivo de la rasante de lanzamiento (no necesariamente múltiplo de 150 mm) se lograba mediante actuación sobre los gatos mecánicos que a tal fin fueron diseñados y dispuestos en las 4 patas del apoyo. Los apoyos descansaban sobre mesetas prefabricadas de hormigón (de varios espesores) para evitar problemas de punzonamiento de la losa en la transferencia de reacciones localizadas. La conexión de los apoyos al tablero se materializaba por debajo de este, mediante barras pasantes que se anclaban con yugos bajo las vigas metálicas transversales de la dovela.

4.4. Izado, traslación y giro de dovela: puente grúa

Estos nuevos elementos, que sustituían por razón de ancho y capacidad a los originales carros motorizados empleados en el lanzamiento de vigas prefabricadas, habían de ser estructuras muy potentes a la vez que versátiles y modificables según el tipo de dovela a montar.

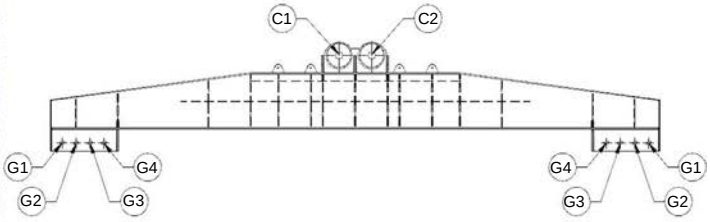
Como para el resto de equipos, estaban compuestos por módulos de peso limitado a la capacidad de la grúa, que se ensamblaban mediante uniones atornilladas.

Las funciones del puente grúa eran varias:

La principal era la elevación con dos gatos hidráulicos de *heavy lifting* (tragacables) de la dovela metálica ensamblada sobre el tablero, y su traslado al frente del voladizo. La capacidad del equipo estaba por tanto adaptada al máximo peso de dovela a colocar (que correspondía a las dovelas D15A y D15T). Estas últimas dovelas eran diferentes entre sí, y también del resto en la configuración de sus vigas transversales, lo que implicaba un solo punto de izado central (y por tanto un solo gato de mayor capacidad), en vez de dos. Además, para las primeras dovelas que estaba previsto colocar, se contempló la posibilidad de montarlas en su totalidad a pie de pila e izarlas desde el tablero, ya que solo para estos casos (D2 y D3) había espacio en la base. Esto obligaba a prever nuevos puntos de cuelgue, en posiciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 9. Dovela en elevación. Balancín con punto de cuelgue excéntrico.



Punto de cuelgue	Gancho		Excentricidad de carga compensada sin gatos (mm)
	Izqdo.	Drcho.	
C1	G2	G2	233
C1	G3	G1	433
C1	G1	G3	33

Figura 10. Balancines. Dispositivos para compensación de excentricidad de carga colgada.

distintas de todos los anteriores, y que estuvieran integrados en una única estructura.

Otro importante cometido del puente grúa era el de traslación, en dos variantes: propia y de la lanzadora. Para ello iba provisto de bogies que discurrían sobre los rieles de los cordones superiores de la lanzadora. El sistema de traslación con cabrestantes conectaba el puente grúa a las estructuras de arriostramiento a inicio y final de lanzadora, de tal manera que su movimiento se materializaba con la lanzadora frenada, reaccionando contra dichas estructuras. El movimiento de la lanzadora se realizaba de manera similar, pero en este caso el puente grúa era el elemento inmovilizado que actuaba como freno, al cual se anclaba el sistema de traslación.

Las dovelas a izar se encontraban giradas 90° con respecto a su posición final en el tablero, ya que de otro modo no cabrían entre las celosías de la lanzadora. La dovela izada y sostenida por los gatos tragacables era trasladada por el puente grúa hasta el voladizo. Era necesario lanzar la dovela más allá de su posición de colocación para poder realizar el giro de 90° y devolverla a su posición de ensamble sin interferir con los apoyos delanteros ni sus mesetas (fig. 12). Este movimiento se consiguió mediante el empleo de una mesa de giro (fig. 13) con forma de apoyo circular de baja fricción activado hidráulicamente para rotar, que descansaba sobre apoyos deslizantes dotados con gatos para el ajuste final en el sentido transversal. A continuación del giro se realizaba el descenso de la dovela

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 11. Apoyo telescópico de lanzadora durante cambio de cota. Apoyo cerrado.

y su retroceso para su conexión (atornillada) con el frente del tablero.

Una vez atornillada la dovela al frente del tablero, era desconectada de los balancines y se procedía al vertido del hormigón de la capa de compresión, y a la colocación y tesado de los tirantes. Es decir, como la estructura metálica y las uniones atornilladas de las jácenas principales eran capaces de soportar el peso del hormigón vertido antes del tesado de los tirantes, se simplificaba la prefabricación de dovelas y el control geométrico, pues la evolución de flechas de construcción resultaba más sen-

Figura 12. Giro de dovela en voladizo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

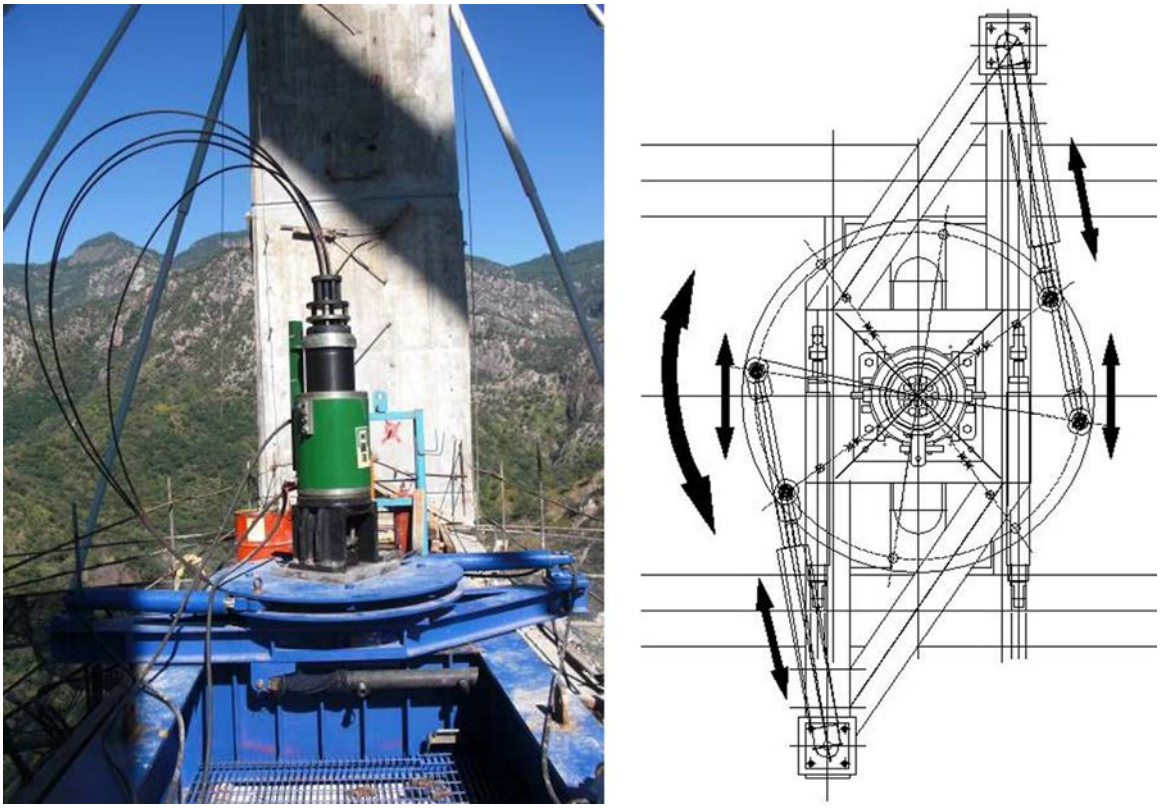


Figura 13. Mesa de giro con gato tragacables.

cilla que en el caso de voladizos donde se debe atirantar antes del hormigonado.

4.5. Resumen del ciclo de colocación

En la figura 14 se resumen las fases principales de las que se componía un ciclo completo de colocación de una dovela, y que se enumeran de manera más desarrollada a continuación:

- Nivelación de apoyos telescópicos. Desplazamiento de lanzadora en vacío hasta la posición de voladizo de colocación. Colocación de frenos.
- Montaje de dovela metálica sobre tablero (incluido escantillón para control de distorsión) y transporte hasta la parte trasera de la lanzadora.
- Colocación de retenidas activa y pasiva.
- Conexión de balancines a orejetas de dovela. Nivelación de dovela.
- Izado de dovela y traslado a posición de voladizo por medio del puente grúa. Colocación de frenos de puente grúa.
- Giro de dovela 90°.
- Retroceso de puente grúa para aproximación de dovela a frente de tablero. Descenso y atornillado de uniones de jácenas principales.
- Desconexión de dovela a puente grúa. Retroceso de este y colocación de frenos.
- Colocación de la parte de encofrado perdido de la franja de conexión entre frente de tablero y nueva dovela. Hormigonado de la losa sobre la dovela.
- Colocación y tesado de los tirantes de la dovela.
- Colocación de apoyos telescópicos en la nueva dovela, nivelados para permitir el desplazamiento de la lanzadora a la siguiente posición de colocación de dovela.
- (Si fuera necesario por la variación parabólica de pendiente del tablero, corrección de cota de lanzadora mediante brazos hidráulicos integrados en apoyos telescópicos.)

El ritmo de construcción logrado en este proceso fue de un ciclo completo de dovela cada ocho días. Las fases iniciales de construcción del tablero (ejecución desde dovela sobre pila hasta dovelas D2), el montaje de lanzadoras y la realización de las pruebas de carga y funcionamiento de estas consumieron un tiempo aproximado de tres meses; la ejecución del tablero con las lanzadoras en funcionamiento se llevó a cabo en menos de cinco meses.

5. Seguridad

5.1. Bases del diseño

Además de las combinaciones de hipótesis y casos de carga recogidos en las normas cuya observancia había de ser respetada, todos los elementos implicados en la sustentación de pesos importantes (orejetas, balancines, puente grúa, gatos tragacables) fueron considerados escenarios de carga adicionales, con carácter accidental o extraordinario. Por ejemplo, se previó el fallo de una de las 4 orejetas de cuelgue de la dovela, lo que implicaba un reparto de carga en las 3 restantes (y por tanto en los

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

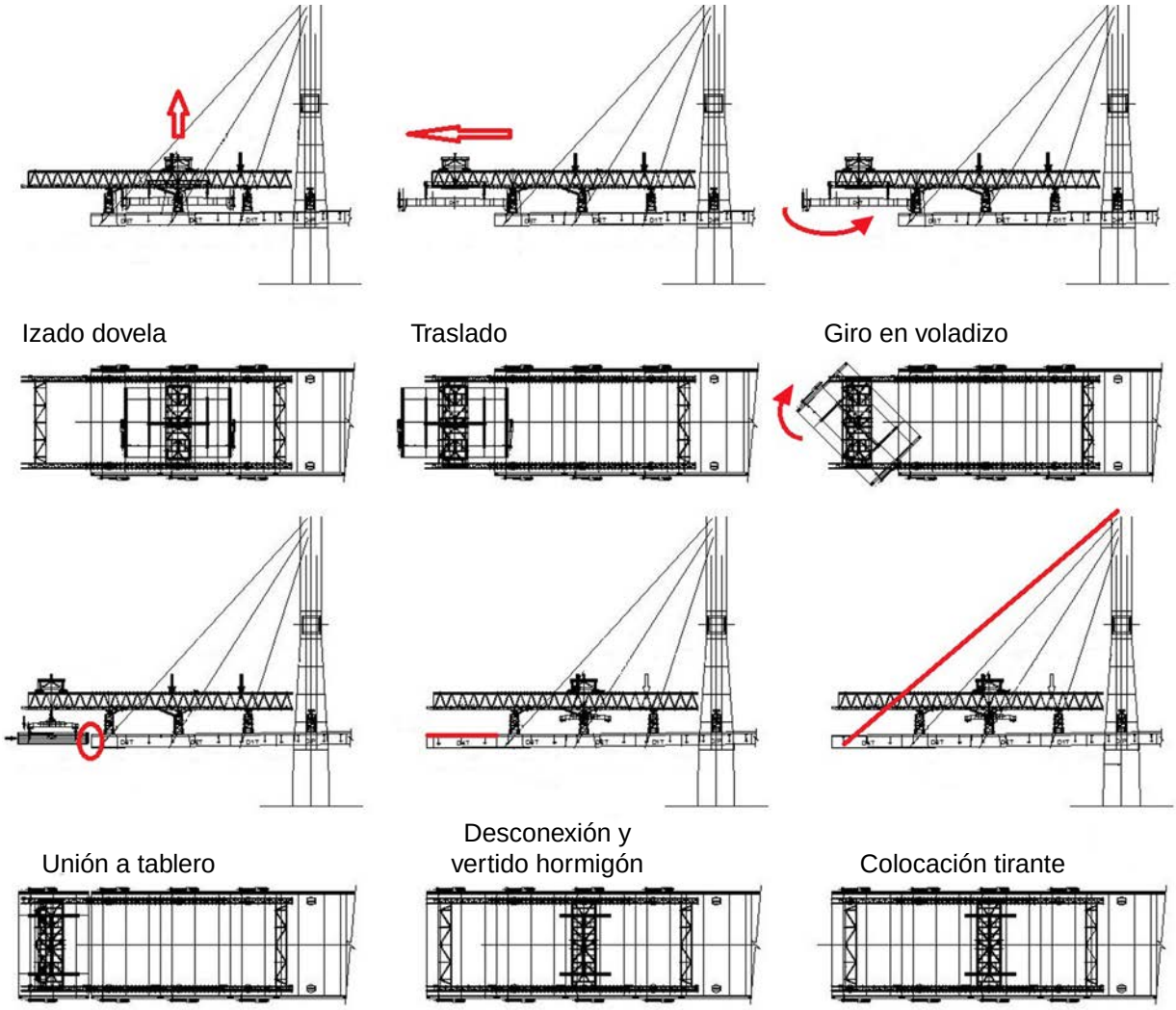


Figura 14. Etapas básicas del ciclo de construcción de una dovela.

puntos de cuelgue de los balancines) de 50%-45-5%. Es decir, en situación accidental la carga de diseño se duplicaba, con su correspondiente afección sobre todos los elementos implicados.

5.2. *Sistema de retenida de voladizo en carga*

En la fase crítica de voladizo en carga la lanzadora estaba retenida frente a vuelco por un sistema activo de barras de pretensado (reacción de 600 kN por celosía) que la ataban al tablero a la altura aproximada del apoyo intermedio. La conexión debía realizarse al ala superior de las vigas metálicas transversales de la dovela, por lo que se dejaron ventanas a tal fin en la losa in situ de hormigón (fig. 15). A su vez, el anclaje a la lanzadora (localizado sobre los cordones inferiores) solo podía ubicarse en los huecos libres entre diagonales, por lo que fue necesaria una labor de coordinación de movimientos de tal manera que la posición de la lanzadora en cada fase de voladizo estaba prefijada y por tanto era unívoca. Como medida adicional de seguridad, se dispuso otro conjunto de barras de retenida, idéntico pero pasivo, en el extremo trasero de la lanzadora.

El movimiento longitudinal de la lanzadora se realizaba gracias a un sistema de vástago y cremallera, junto con un conjunto de gatos hidráulicos de gran carrera que reaccionaban contra los apoyos telescópicos. Una vez finalizado un movimiento, ya fuera de lanzadora o de puente grúa, el equipo era retenido mediante frenos de funcionamiento mecánico o por rozamiento.

En este mismo sentido, los cordones superiores de las celosías disponían de topes en ambos extremos para evitar que el puente grúa en carga superara la posición de voladizo máximo, aunque, como ya se ha comentado, este movimiento hacia la parte delantera de la lanzadora tendría que darse contra la pendiente de lanzamiento.

Se diseñaron también elementos antidescarrilamiento en los bogies de lanzadora y puente grúa, y también otros dispositivos para que, aun en caso de descarrilamiento de este último, se mantuviera al menos en posición estable sobre la lanzadora.

5.3. *Personal de obra*

Además de la seguridad de los equipos se prestó mucha atención a que el personal trabajara en condiciones seguras,

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

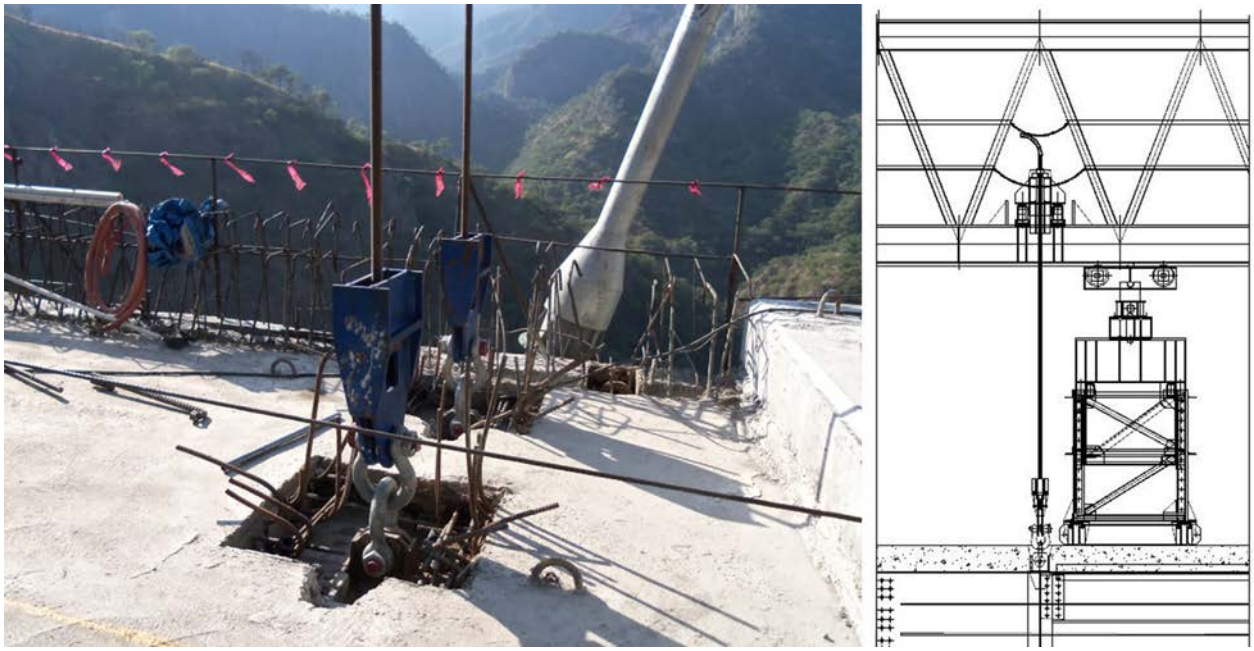


Figura 15. Sistema de retenida activa antivuelco.

disponiendo accesos acotados con barandillas, plataformas y escaleras protegidas en todos los puntos del conjunto donde pudiera ser necesario operar. En el diseño de estos elementos se tuvo una observancia máxima de las distintas normativas internacionales relativas a seguridad [3,4]. Al tratarse de un equipo tan complejo, era necesario poder acceder a muchos puntos distintos (uniones, frenos, etc.). Para ello fueron analizados en detalle todos los posibles itinerarios que pudieran tener que realizarse. En múltiples casos estos accesos eran redundantes. Las celosías habían de ser accesibles interiormente, pues a través de ellas se llegaba a las localizaciones de los elementos de retenida; también formaban parte del camino desde el tablero hasta el puente grúa cuando este estaba situado en posición de voladizo. Es por esto que fueron dotadas de una rejilla interior de tramex continua, barandillas dobles en toda su longitud, y plataformas desmontables. El acceso a zonas especiales, como el puente grúa en su posición de voladizo, o la dovela una vez atornillada al tablero, fue restringido para minimizar el número de personas presentes en las posiciones críticas.

6. Interacción con la estructura

El funcionamiento del equipo se vio afectado por la estructura en proceso de ejecución, y viceversa.

En primer lugar, en fase de fabricación de piezas se contemplaron para cada tipo de dovela previsiones de taladros para atornillado de orejetas de izado, refuerzos localizados en puntos de izado o de anclado de apoyos, horquillas para conexión de sistemas de retenida activa y pasiva frente a vuelco, etc., de tal modo que las piezas salieran de taller con todas las reservas y previsiones necesarias y no hubiera que añadir ninguna otra en obra.

El peso por celosía de lanzadora era de unas 40 T. El peso de la lanzadora completa (compuesta por dos celosías) más el puente grúa, los balancines, los equipos hidráulicos y eléctricos, las pasarelas y plataformas de acceso, etc., alcanzaba las 125 T. Las reacciones transmitidas a los apoyos de la lanzadora que se levantaban sobre el tablero (fig. 16) eran de hasta 1.115 kN (tabla 1; la duplicidad del valor corresponde a la consideración o no del efecto de la retenida activa de la lanzadora al tablero), y sus posiciones no coincidían con las de las vigas metálicas transversales, por lo que hubieron de disponerse mesetas prefabricadas de hormigón para reparto de carga bajo los apoyos y así evitar el punzonamiento de la losa de compresión del tablero bajo estas acciones concentradas.

En la posición de lanzamiento con carga de dovela en voladizo, el tablero experimentaba una deformada que provocaba el despegue del apoyo trasero de la lanzadora (la retenida pasiva ubicada en el extremo trasero no permanecía ajustada); era necesario corregir la cota de los apoyos traseros, reduciendo su altura para que, tras transferir la carga de la dovela al tablero, y recuperar el tablero esta deformación, e incluso adoptar una de signo opuesto (que se produciría tras el tesado de los tirantes), la parte trasera de la lanzadora no impactase contra estos apoyos.

La presencia de la lanzadora en el frente del tablero también suponía una deformación por flexión transversal de dicho frente, que hubo de ser evaluada para comprobar que el desplazamiento que se producía en cabeza de lanzadora hacia el centro del tablero por este motivo (acortamiento de la separación entre cordones superiores de celosías) era asumible por las holguras dispuestas para el movimiento del puente grúa sobre sus rieles.

Otro efecto de este mismo fenómeno era la dificultad que podría presentar esta deformación a la hora de atornillar la nueva dovela, máxime porque la deformación de esta, al estar suspendida de puntos intermedios de sus vigas transversales, era de sentido opuesto a la del frente del tablero, sustentada por los tirantes anclados exteriormente a las jácenas longitudinales (fig. 17).

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 16. Disposición de apoyos de lanzadora sobre tablero.

Tabla 1
Reacciones de apoyos de lanzadora (por celosía)

Fase	Apoyo delantero (kN)	Apoyo intermedio (kN)	Apoyo trasero (kN)
Posición de inicio en vacío	258/223	789/203	71/91
Posición de inicio con carga	267/232	1.010/425	80/106
Posición de vuelo con carga	1.115/1.060	243/-302	0 (despegue)
Descarga de dovela	655/599	464/-81	0 (despegue)
Retroceso de puente grúa	239/183	880/335	0 (despegue)

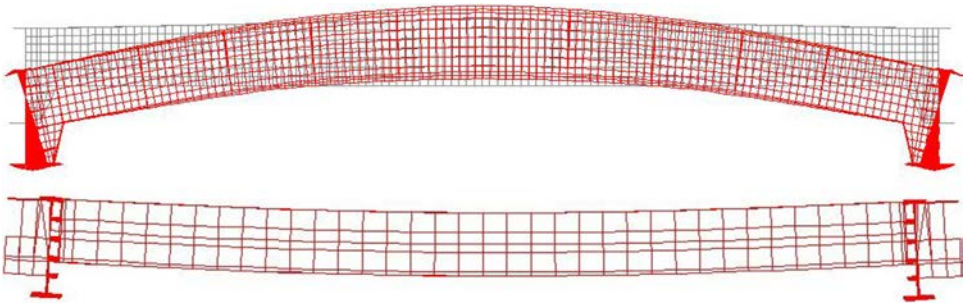


Figura 17. Deformaciones de dovela en situación de cuelgue, y de frente de tablero sostenido por los tirantes exteriores.

Por este motivo fue necesario disponer elementos de rigidización (escantillones) tanto en el frente del tablero como en el extremo de la dovela a conectar, lo que suponía una adición de carga al peso suspendido de la lanzadora en voladizo, y por tanto una penalización en términos no solo de valor absoluto, sino también de excentricidad (fig. 18).

7. Tirantes

Los tirantes del puente El Carrizo llevan desde 22 hasta 46 cordones de 15,7 mm de diámetro nominal, lo que supone un total de 252 T de acero.

Al igual que para otros puentes atirantados de grandes luces construidos en los últimos años, los tirantes del puente El Carrizo se componen de cordones paralelos de 7 hilos, anclados en ambos extremos a la estructura. El sistema H2000 empleado, desarrollado por Freyssinet, asegura la total independencia de cada cordón, y se basa en los siguientes principios:

- Anclaje individual.
- Protección individual contra la corrosión (galvanización de hilos + relleno de cera + vaina de polietileno).
- Posibilidad de montaje, tesado, desmontaje y sustitución individual de cada cordón.

Su diseño, además de posibilitar la incorporación de amortiguadores, se completa con una vaina global de PEAD resistente a la radiación UV y dotada de un resalto con forma de doble hélice, cuyo fin es reducir las vibraciones debidas al efecto combinado de viento y lluvia, y minimizar el coeficiente de arrastre.

Se eligió este sistema por su capacidad de satisfacer las exigencias de un proyecto de tal envergadura, principalmente gracias a su facilidad de instalación, a su durabilidad y a su estabilidad frente a vibraciones debidas al viento.

7.1. Anclajes

Por razón de espacio disponible, el anclaje regulable se colocó en el pilono, y el anclaje fijo, en el tablero.

Cada tirante consta de:

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figura 18. Dovela con escantillón, orejetas y balancines.

- Un anclaje inferior, situado en el tablero, que reacciona contra una placa de apoyo que transmite la carga del tirante a un tubo de importante espesor de pared, que se conecta directamente a las almas de las jácenas longitudinales del tablero mediante una ménsula metálica. El anclaje inferior es de tipo fijo (fig. 19).
- Un anclaje superior, ubicado en la torre, que descansa sobre una placa de apoyo que transmite la carga del tirante al hormigón del interior de la pila. Es de tipo regulable, por lo que permite realizar en los tirantes ajustes de tensión finales (de tesado o destesado) y retesados en servicio.

Se trata de elementos que, para someterlos a altas solicitaciones de fatiga, se ensayan durante 2 millones de ciclos, con rangos de tensiones superiores a 160 MPa con pulsación radial [5].

7.2. Integración de la instalación de los tirantes en el proceso constructivo

Los tirantes del puente El Carrizo se instalaron mediante el sistema de Isotensión®, desarrollado por Freyssinet. El procedimiento requiere el conocimiento de la geometría y cargas reales antes de la instalación, los valores de fuerza en tirante y desplazamientos en la estructura objetivos, y la geometría final y cargas esperadas en servicio.

Dentro de un ciclo tipo de colocación de dovela del puente El Carrizo (izado, traslado a frente de tablero, conexión al mismo y hormigonado de la losa de compresión) se pudo llevar a cabo el izado de la vaina del tirante con el primer cordón (llamado cordón de referencia) alojado en su interior, y conectarlo a ambos anclajes, puesto que se trataba de una operación fuera del camino crítico de la obra, que solía tener lugar el día anterior a la instalación del tirante.

En paralelo, sobre el tablero se iban colocando los equipos de instalación, como el taller de izado.

A primera hora del día de la instalación se realizaba un levantamiento topográfico de la estructura, en un estado de carga, geometría y temperatura conocidas, y que fueran similares a las condiciones consideradas en el modelo de cálculo. Se elegía este momento porque es el de menor afección térmica (antes de la exposición al sol). Se medía con precisión la posición de los anclajes de los tirantes y se indicaban las cargas presentes sobre el tablero (siempre con la lanzadora descargada y los puentes grúa en posición fija y determinada). Con estos datos se obtenía la fuerza real objetivo a alcanzar al final de la instalación (que resultaba del modelo de cálculo) y se determinaba la carga a aplicar al primer cordón del tirante (cordón de referencia), procediendo al tesado del mismo. Esta operación se debía llevar a cabo en las mismas condiciones que las de la medición anterior. El control de fuerza se realizaba mediante una célula de carga de referencia.

Figura 19. Acceso a anclajes en tablero. Tubos de tirante en dovela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

A continuación comenzaba la fase de instalación del resto de cordones, izados de uno en uno y tesados para igualar la carga del cordón a tesar con el resto de cordones ya instalados.

Este procedimiento permitió solapar los trabajos de preparación de las siguientes dovelas en ambos voladizos con la operación de instalación de tirantes, lo que redundó en un importante ahorro de tiempo y en una mayor facilidad para realizar el trabajo de control y revisión por parte del proyectista.

8. Conclusión

Como se ha expuesto, la ejecución del puente atirantado de El Carrizo se enfrentó a una serie de dificultades (entorno complejo, medios disponibles limitados, plazo extremadamente ajustado) que, sin embargo, no fueron óbice para lograr en condiciones de máxima seguridad el objetivo previsto. Tras las modificaciones pertinentes y la fabricación de elementos de nuevo diseño que hubo que realizar para poder valerse de un equipo convencional de lanzamiento de vigas prefabricadas, alejado del sistema óptimo que se emplearía normalmente para el tipo de puente que se iba a ejecutar, la construcción se realizó en un tiempo récord (4,5 meses entre la colocación de la primera dovela y la última), gracias al importante trabajo de estudio y planificación llevado a cabo durante los meses anteriores, así como a la ejecución en taller y la puesta en servicio de los medios empleados.

9. Ficha técnica de la obra

9.1. Datos principales

Altura de tablero/pilono: 166/226 m.
Longitud tramo atirantado: $2 \times 182 = 364$ m.
Número de dovelas: 31 unidades.
Peso de dovela: 42 a 65 T.
Peso estructura metálica de lanzadora y accesorios: 124 T.
Sistema empleado en tirantes: gama H2000 Freyssinet.
Número de tirantes: 56.
Longitud de tirantes: 37 a 176 m.
Número de cordones por tirante: 22 a 46.
Peso total de acero de tirantes Monostrand: 252 T.

9.2. Relación de participantes

Propiedad: Secretaría de Transportes y Comunicaciones de México
Constructora principal: Tradeco
Proyectista: JESA
Revisor proyecto: PIE
Métodos de construcción del tablero e instalación de tirantes: Freyssinet de México, Freyssinet España
Estructura metálica: Aceros Corey

Bibliografía

[1] VVAA. Special Topic Bridge Erection Techniques and Construction Equipment. Structural Engineering International. SEI 4 (2011) 392-455.
[2] F.E.M. 1.001. Rules for the design of hoisting appliances. Fédération Européenne de la Manutention. Section I. Heavy lifting appliances. 3rd edition revised, 1998.
[3] OSHA Standards 1910.27 Fixed ladders, 1926.502 Fall protection systems criteria and practices. Occupational Safety & Health Administration. United States-Department of Labor.
[4] UNE-EN 12811-1, Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 1: Andamios. Requisitos de comportamiento y diseño general, AENOR, Madrid, 2005.
[5] Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation, 5th ed., Post-Tensioning Institute, 2007.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero. 2015;66(275):84-85
www.e-ache.com

Otras informaciones

El aumento de temperatura del hormigón durante los primeros días a partir del vertido

Es conocida la elevación de temperatura en el hormigón dentro de las primeras horas o días a partir del vertido. En los Estados Unidos existe normalización pero no en Europa. Existen investigaciones muy interesantes sobre el tema en Gran Bretaña, pero no hay normativa.

En las Figuras 1 y 2 (1)* se representan los incrementos de temperatura en función del tiempo para un muro de 0,40 m de espesor y para una placa de cimentación de un edificio alto, de 4 m de canto, ambos realizados con hormigones de resistencias normales.

El problema se ha complicado mucho al aparecer los hormigones de alta resistencia. El record, que nosotros conozcamos, se alcanzó en los pilares de Torres Petronas, en Kuala-Lumpur. Estos pilares en planta baja medían de escuadría 2,40 × 2,40 m (8 pies × 8 pies) y estaban hormigonados con hormigón de alta resistencia de 80 MPa. Se alcanzaron 93 °C de temperatura máxima. Se cambió la dosificación sustituyendo parte del cemento por cenizas volantes y se bajó la temperatura máxima de 93 °C a 87 °C, lo que es mucho.

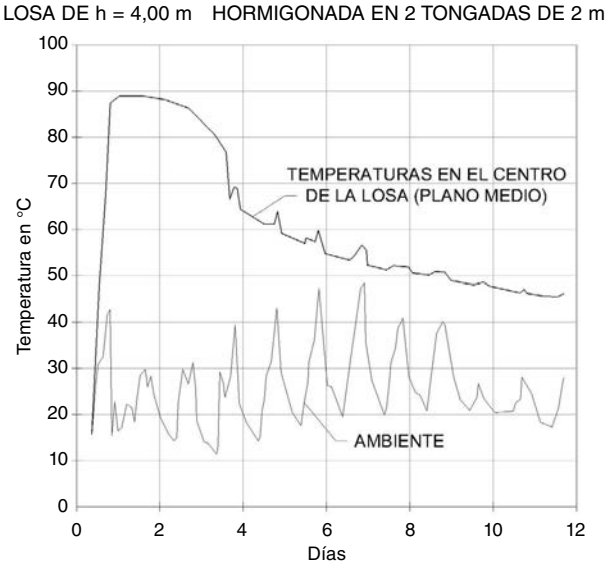


Figura 2.

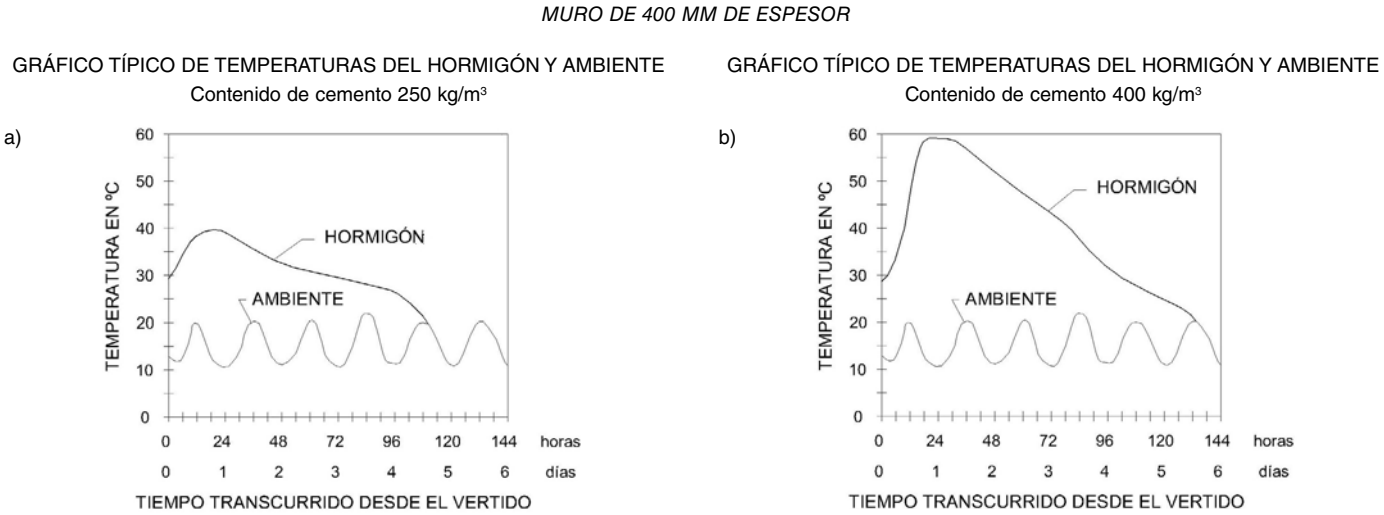


Figura 1.

* Los números entre paréntesis se refieren a la bibliografía citada al final del artículo.

0439-5689 © 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

En España se han construido muchas placas de cimentación de edificios altos y centrales nucleares y se han alcanzado temperaturas, según el canto y la velocidad de hormigonado entre 82 °C y 90 °C.

Nadie puede ser tan ingenuo como para pensar que al hormigón con tales temperaturas no le pasa nada. La experiencia práctica es que en determinados casos el hormigón se fisura. Estas fisuras, si existen esfuerzos dinámicos que produzcan fatiga en el hormigón y/o en las armaduras, se propagan.

La temperatura límite en los Estados Unidos suele oscilar alrededor de los 70 °C. En el viaducto de Milleau, en Francia, esta temperatura límite fue empleada en las cimentaciones, enfriando los áridos.

Este límite coincide con el máximo de la temperatura en el curado a vapor en prefabricación, desde hace 70 u 80 años.

Pensamos que ACHE debe crear un grupo de trabajo que elabore más recomendaciones sobre el tema.

J. Calavera
Dr. Ingeniero de Caminos

Bibliografía

(1) CALAVERA, J.: "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". 2ª Edición. 2008. INTEMAC Ediciones. Madrid.

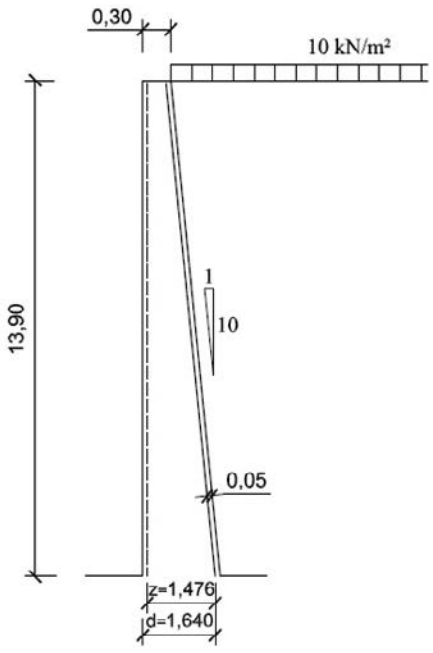
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Ejemplos de utilización de los Eurocódigos Estructurales

Ejemplo 4: Cortante en muro de contención sin armadura según EN 1992-1-1[1]

Ejemplo planteado:

Se pide verificar a cortante la sección de la base de un muro de contención de 12,30 m de altura, 0,30 m de espesor en coronación y talud 1:10 construido con hormigón C30/35 y acero B500S. El relleno es horizontal y tiene una densidad de 20 kN/m^3 y un coeficiente de empuje activo de 0,333. Sobre el relleno actúa una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2. Se considera un recubrimiento teórico de las armaduras de 0,05 m.



Resistencias de cálculo para la solución:

Los coeficientes de cansancio para el hormigón son α_{cc} a compresión y α_{ct} a tracción (Artículo 3.1.6 de EN 1992-1-1). El valor recomendado en EN 1992-1-1 para ambos es de 1.

> El Anejo Nacional dice que se puede adoptar para α_{cc} un valor comprendido entre 0,85 y 1 si el porcentaje de la carga permanente supera el 70% de la total. Para α_{ct} mantiene el valor de 1.

De acuerdo con esto, tanto para EN 1992-1-1 como con el Anejo Nacional, las tensiones de cálculo del hormigón son:

$\gamma_c = 1{,}50$
$f_{cd} = \alpha_{cc}\, f_{ck}/\gamma_c = 1 \cdot 20 / 1{,}50 = 20$ N/mm^2
$f_{ctm} = 0{,}30\, f_{ck}^{\,2/3} = 2{,}90$ N/mm^2 (Tabla 3.1)
$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\, f_{ctm} = 0{,}7 \cdot 2{,}90 = 2{,}02$ N/mm^2 (Tabla 3.1)
$f_{ctd} = \alpha_{ct}\, f_{ctm}/\gamma_c = 1 \cdot 2{,}02 / 1{,}5 = 1{,}35$ N/mm^2

Para el acero EN 1992-1-1 no tipifica las resistencias, para las que se da un rango de límite elástico entre 400 y 600 MPa.

> El Anejo Nacional limita el valor superior a 500 MPa.

La tensión de cálculo del acero a tracción es:

$\gamma_s = 1{,}15$
$f_{ywd} = 500 / 1{,}15 = 434{,}8$ N/mm^2

(Tanto en EN 1992-1-1 como en el Anejo Nacional no se limita esta tensión de cálculo)

Esfuerzos de cálculo en la base del muro:

Se considera el cortante en la base con la totalidad del empuje hasta la misma, prescindiendo del efecto arco.

Cortante debido al empuje uniforme:
$1{,}50 \cdot 10 \cdot 0{,}3333 \cdot 13{,}9 =$ 69,5 kN/m
Cortante debido al empuje triangular:
$1{,}50 \cdot 20 \cdot 0{,}3333 \cdot 13{,}9^2 / 2 =$ 965,9 kN/m
Cortante de cálculo sin reducción β: 1035,4 kN/m

Momento debido al empuje uniforme:
$69{,}5 \cdot 13{,}9 / 2 =$ 483,0 kNm/m
Momento debido al empuje triangular:
$965{,}9 \cdot 13{,}9 / 3 =$ 4475,3 kNm/m
Momento de cálculo: 4958,3 kNm/m

1. Ejemplo elaborado por Rafael Chueca: rafa@rchueca.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Armadura de flexión:

La armadura de flexión se determina aproximadamente a partir del brazo mecánico:

$h = 0{,}30 + 13{,}9/10 =$ 1,690 m
$d = 1{,}690 - 0{,}050 =$ 1,640 m
$z = 0{,}9 \cdot 1{,}640 =$ 1,476 m
$U_s = 4958{,}4/1{,}476 =$ 3360 kN/m
$A = 3360/434{,}8 \cdot 10 =$ 77,3 cm²/m
$\rho_l = 77{,}3/100/164 =$ 0,00471

Este valor queda del lado de la seguridad, debido a que la cuantía de armadura es baja y además, en la práctica se colocará una armadura mayor debido al redondeo.

Reducción de cortante por variación de canto:

La componente horizontal de la capacidad mecánica de la armadura de flexión será:

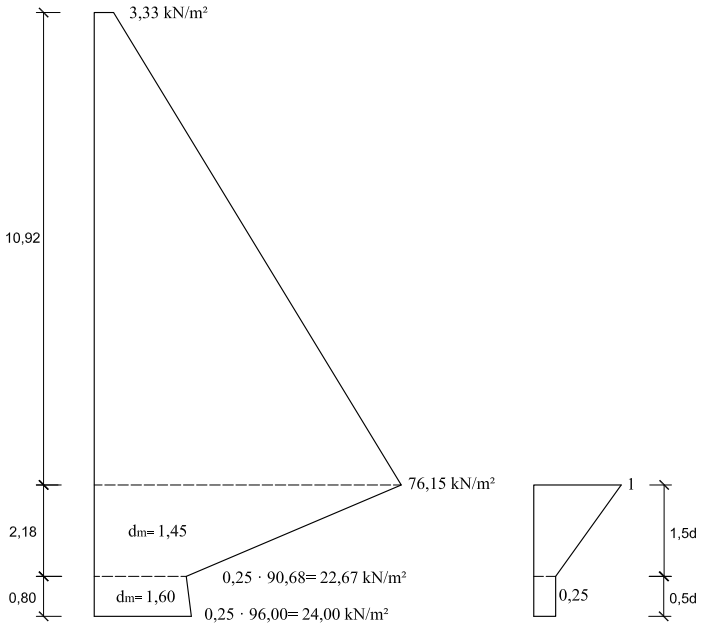
$$V_{td} = 3360 / 10 = 336{,}0 \text{ kN/m}$$

Por tanto, el cortante de cálculo reducido será:

$$V_{Ed} = 1035{,}3 - 336{,}0 = \mathbf{699{,}3} \text{ kN/m}$$

Reducción β de cortante para carga próxima al apoyo:

De acuerdo con el artículo 6.2.2(6) de EN 1992-1-1, por efecto arco, la contribución al cortante de las cargas situadas a menos de 2d se pueden multiplicar por un factor β, con la ley dada en la figura de la derecha. Con esto resulta la ley de empujes de la izquierda.



LEY DE EMPUJES UNITARIOS FACTOR β

El cortante V_{Ed} antes de la reducción β (Artículo 6.2.2(6)) ha de cumplir:

$$\upsilon = 0{,}6(1 - f_{ck}/250) = 0{,}6(1 - 30/250) = 0{,}528$$
$$V_{Ed} \le 0{,}5\, b_w\, d\, \upsilon\, f_{cd} = 0{,}5 \cdot 1 \cdot 1{,}64 \cdot 0{,}528 \cdot 20 \cdot 1000 =$$
$$= \mathbf{8659} \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$$

Para el cálculo de la reducción se toma el canto medio en los dos tramos inferiores:

$h = 0{,}800$ m $\rightarrow$ $d_{med} = 1{,}640 - 0{,}80/2/10 = 1{,}600$ m
L tramo $= 0{,}5 \cdot 1{,}600 = 0{,}800$ m
$h = 2{,}177$ m $\rightarrow$ $d_{med} = 1{,}560 - 2{,}177/2/10 = 1{,}451$ m
L tramo $= 1{,}5 \cdot 1{,}451 = 2{,}177$ m

Los empujes unitarios sin mayorar, ya multiplicados por β en la parte inferior, son:

$z = 0 \rightarrow e = 10 \cdot 0{,}3333 = 3{,}33$ kN/m²
$z = 10{,}92 \rightarrow e = 3{,}33 + 20 \cdot 0{,}3333 \cdot 10{,}92 = 76{,}15$ kN/m²
$z = 13{,}10 \rightarrow e = 0{,}25\,(76{,}15 + 20 \cdot 0{,}3333 \cdot 2{,}18) = 22{,}67$ kN/m²
$z = 13{,}90 \rightarrow e = 22{,}67 + 0{,}25 \cdot 20 \cdot 0{,}3333 \cdot 0{,}80 = 24{,}00$ kN/m²

El cortante de cálculo resulta:

$1{,}5 \cdot 0{,}5(3{,}33 + 76{,}15)\ 10{,}92 =$	650,9 kN
$1{,}5 \cdot 0{,}5(76{,}15 + 22{,}67)\ 2{,}18 =$	161,6 kN
$1{,}5 \cdot 0{,}5(22{,}67 + 24{,}00)\ 0{,}80 =$	28,0 kN
V_{td}	–336,0 kN
V_{Ed}	**504,5** kN

Valor de cálculo para la resistencia a cortante sin armadura:

$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c = 0{,}18 / 1{,}5 = 0{,}12$
$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200 / 1640)^{1/2} = 1{,}349$
$k_1 = 0{,}15$

Valor de cálculo inicial para la resistencia a cortante sin armadura (6.2a):

Se prescinde del pequeño efecto favorable del peso propio del muro:

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0$
$V_{Rd,c} = [C_{rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}]\, b_w\, d =$
$= [0{,}12 \cdot 1{,}349 \cdot (100 \cdot 0{,}00471 \cdot 30)^{1/3} + 0{,}15 \cdot 0] \cdot 1000 \cdot 1{,}64 =$
$= 0{,}391 \cdot 1000 \cdot 1{,}64 = 641{,}8$ kN/m

Valor de cálculo mínimo para la resistencia a cortante sin armadura: Según EN 1992-1-1 (6.3N):

$\upsilon_{min} = 0{,}035\, k^{3/2}\, fck^{1/2} = 0{,}035 \cdot 1{,}349^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0{,}300$ N/mm²
$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + k_1 \sigma_{cp})\, b_w d = (0{,}300 + 0{,}15 \cdot 0)\ 1000 \cdot 1{,}64 =$
$= 492{,}0$ kN/m

Valor de cálculo para la resistencia a cortante sin armadura: **641,8** kN/m > V_{Ed}

Por tanto, no necesita armadura de cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Con los parámetros del Anejo Nacional:

$\upsilon_{min} = 0{,}075/\gamma_c k^{3/2} fck^{1/2} = 0{,}075 / 1{,}5 \cdot 1{,}349^{3/2} \cdot 30^{1/2} =$
$= 0{,}429$ N/mm^2

$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + k_1\sigma_{cp})\, b_w d = 0{,}429 \cdot 1000 \cdot 1{,}640 = 703{,}7$ kN/m

Valor de cálculo para la resistencia a cortante sin armadura: **703,7** kN/m > V_{Ed}

En definitiva, es posible alcanzar una altura de muro muy importante, en un caso real de una carretera, sin más que contar con el efecto de la reducción del cortante por variación de canto y con la reducción de empujes por efecto arco en la proximidad a la base.

HORMIGÓN y ACERO

ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

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

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

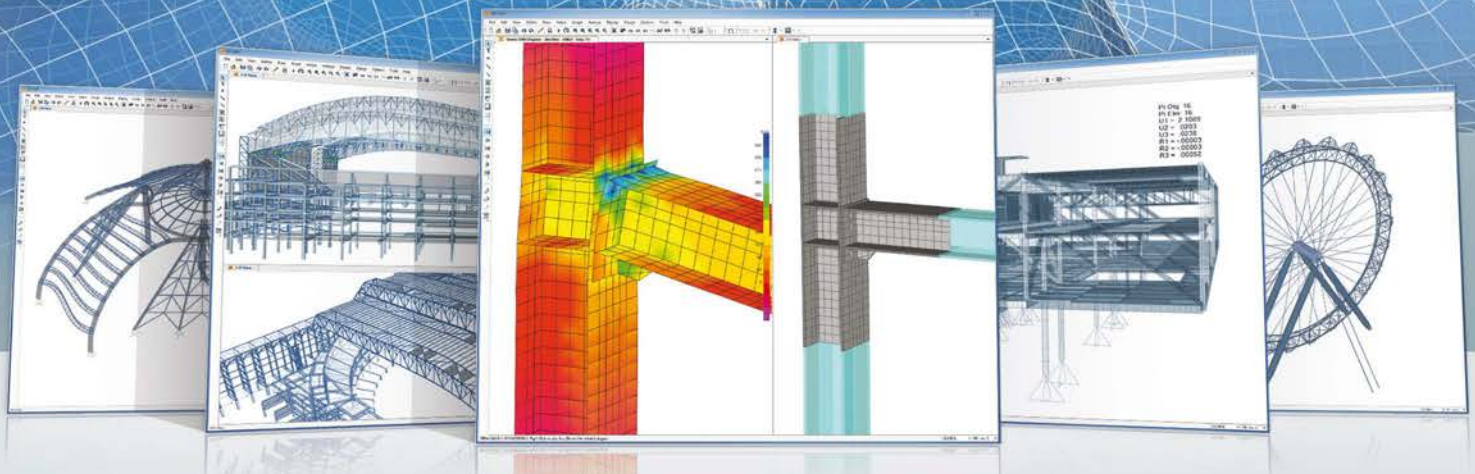
TARIFAS DE PUBLICIDAD 2015 (IVA no incluido)	
Interior de portada color	1.000 €
Interior de portada desplegable a color	1.750 €
Interior de contraportada color	950 €
Página color	900 €
Media página color	550 €
Página en blanco y negro	600 €
Media página en blanco y negro	400€

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES editorhya@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

SAP2000®

MODELADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS A TRAVÉS DE ELEMENTOS FINITOS



FIABILIDAD Y ROBUSTEZ DE UN MOTOR DE CÁLCULO DESARROLLADO Y AMPLIADO A LO LARGO DE MÁS DE 40 AÑOS

- Análisis no lineal, material y geométrico
- Elementos sólidos, barra, pretensados, catenaria y elementos shell no lineales
- Efectos de retracción, fluencia, envejecimiento y relajación
- Elementos específicos para modelizar comportamientos de contacto, rigidez multi-lineal, fricción, comportamiento histerético y aisladores de base
- Excelencia en análisis dinámicos, secuencia constructiva, pretensado y secuencia de análisis
- Solvers de 32 y 64 bits con algoritmos de factorización de matrices rápidos y eficientes para modelos de grandes dimensiones

INTERFAZ DE UTILIZACIÓN SENCILLO, TRANSPARENTE Y CON RÁPIDA CURVA DE APRENDIZAJE

- Programa de elementos finitos genérico con multitud de aplicaciones
- Contacto directo y continuo con los conceptos numéricos más complejos asociados al proceso de modelado
- Herramienta sencilla de utilizar para resolver y aprender modelado a través de elementos finitos
- Procesos de utilización sencillos y flexibles permiten tirar partido de los análisis no lineales y secuencias constructivas en un ambiente robusto

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

- Dimensionamiento de estructuras de hormigón armado, perfiles metálicos, de aluminio y conformados en frío
- Dimensionamiento a través de las normativas Europeas, Americanas, Canadienses, Turcas, Indias, Chinas, y otras
- Dimensionamiento automático de acuerdo con los Eurocódigos 2, 3 y 8
- Comprobación de la capacidad resistente del nudo viga-pilar de acuerdo con el Eurocódigo 8

INTEROPERABILIDAD CON OTROS PROGRAMAS Y FORMATOS. ALGUNOS EJEMPLOS

- Edición interactiva del modelo a través del Excel y archivos de texto
- Exportación e importación de archivos AutoCAD
- Exportación e importación de modelos Revit
- Exportación e importación de archivos IFC
- Exportación e importación de modelos Tekla Structure
- Exportación de reportes de cálculo para Word

OTRAS HERRAMIENTAS AVANZADAS

- Optimizador estructural para determinación de las acciones óptimas en la estructura en función de la respuesta deseada
- Acceso a través del API para creación de pre y pos-procesadores
- Posibilidad de pos-procesar esfuerzos en el modelo a través del API y enviar los resultados de nuevo a SAP2000 para analizarlos

Calle del mediodía grande, 18 • Local Bajo Exterior • 28005 Madrid
T: +34 669 725 257 • +351 211 957 023
E: general@csiespana.com • ventas@csiespana.com
W: www.csiespana.com

CSi COMPUTERS & STRUCTURES, INC SPAIN
www.csiespana.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

Viaducto Gilberto Borja Navarrete
Gilberto Borja Navarrete Viaduct
David Arribas Mazarracín, José Ignacio González Esteban, José María Pérez Casas, Pablo Bernal Sahún 1

Pasarela de hormigón de muy alto rendimiento sobre el Barranco de las Ovejas (Alicante)
Ultra-high-performance fibre-reinforced concrete footbridge over the Ovejas Ravine (Alicante)
Pedro Serna, Juan Ángel López, Hugo Coll, Esteban Camacho, Juan Navarro-Gregori, Fernando Galán 23

Pasarela en la Ronda de la Bahía de Santander
Footbridge over the Ronda de la Bahia Road, Santander
Roberto Revilla Angulo, Patricia Olazabal Herrero, Marcos J. Pantaleón Prieto 43

El Centro de Diseño de Barcelona
The Barcelona Design Centre
Ricardo Llago Acero, Patricia García Rodríguez 55

«El Carrizo»: construcción con lanzadoras de un tablero atirantado por avance en voladizo
"El Carrizo" bridge - Cantilever construction of a cable-stayed bridge deck using launching girders
Nicolas Trotin, Patrick Ladret, Sergio del Olmo 69

Otras informaciones

El aumento de temperatura del hormigón durante los primeros días a partir del vertido. 84

Eurocódigos Estructurales:
Ejemplo 4: Cortante en muro de contención sin armadura según EN 1992-1-1 I

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid.
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Available online at
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(275):e1–e20
www.e-ache.com

Gilberto Borja Navarrete Viaduct

Viaducto Gilberto Borja Navarrete

David Arribas Mazarracín [a,*], José Ignacio González Esteban [b], José María Pérez Casas [a], Pablo Bernal Sahún [a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Puentes de FCC Construcción, Spain*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Puentes de FCC Construcción, Spain*

Received October 6th 2014; accepted January 30th 2015
Available online 6 August 2015

Abstract

The Gilberto Borja Navarrete (previously San Marcos Viaduct) spans the River San Marcos in the Mexico City-Tuxpan corridor. It is a singular structure both for its location in Eastern Sierra Madre and its dimensions: at the time of construction, its pier 4, which towers 208 m over the foot of the valley, was the tallest ever built in a balanced cantilever bridge.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Mexico; Tall piers; Piles; Post-tensioned concrete box girder; Balanced cantilever construction

Resumen

El viaducto Gilberto Borja Navarrete (anteriormente viaducto San Marcos), situado en el corredor México D.F.-Tuxpan, permite el cruce del cañón del río San Marcos. Es una estructura singular tanto por su ubicación en plena Sierra Madre Oriental, como por sus dimensiones. La pila 4, con una altura de 208 m, ha sido en el momento de su construcción la pila más alta del mundo en un puente construido por voladizos sucesivos.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: México; Pilas de gran altura; Pilotes; Sección cajón de hormigón postensado; Construcción por avance en voladizo

1. Introduction

1.1. The corridor

Mexico is presently implementing an ambitious motorway construction plan under various public-private financing schemes in an endeavour to complete its road communication network. At this time several sections of motorways between Mexico City and Tuxpan on the Gulf of Mexico are under construction to connect the capital to the Atlantic shore and further development in the centre of the country's east coast.

Construction of the Nuevo Necaxa – Ávila Camacho section of the motorway in northeastern Puebla (Fig. 1) was awarded by the Mexican Communications and Transport Secretariat (Spanish initials, SCT) to AUNETI, a joint venture between Globalvía, a Spanish company, and Mexico's ICA. The 36-km section crosses part of Eastern Sierra Madre, with a very abrupt descent from the high central plateau to the eastern seaboard.

Design and construction were awarded to CONNET, a joint venture formed by FCC Construcción, Spanish builders, and ICA.

1.2. The motorway

The 36 km of Eastern Sierra Madre spanned by this section of the motorway is a dense tropical forest in a very mountainous

* Corresponding author.
E-mail address: darribas@fcc.es (D. Arribas Mazarracín).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.02.001
0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 1. Site map.

region whose orography poses considerable difficulty for road construction. Six tunnels and 12 viaducts had to be built to cross it. Several of the piers supporting the viaducts are over 100 m tall.

1.3. The valley

The geographic formation that posed the biggest challenge to motorway construction was the San Marcos River valley which has to be crossed by Gilberto Borja Navarrete Viaduct (Figs. 2 and 3). The valley is characterised by differences in elevation of up to 800 m between the summits and the river and slopes of nearly 45° on both sides. The motorway runs by the hillside of the valley, sustaining a 5.8% grade for several kilometres. To minimise the earthwork needed for the approaches, the bridge crosses the valley at a meander in the river.

1.4. Layout

The layout over the valley is curved in the plan view with a constant radius of 1150 m: in the elevation view it ramps at a 5.8% grade at heights of 205–254 m over the riverbed. The super elevation is a constant transverse slope 5.2%.

The 17.6-m wide deck comprises two carriageways with two 3.5-m wide lanes each, 1.0- and 0.5-m shoulders and a 0.6-m protected median. It s fitted with concrete outer guardrails.

The final layout was the result of an optimisation study in which the prevailing boundary condition was the need to build the bridge at mid-height, where the slope is nearly 45°; any change in that layout intended to improve the viaduct per se would have entailed digging very deep excavations or erecting very high embankments. For those very reasons, the small radius of curvature could not be enlarged, despite the resulting complexity for long span design and construction.

2. Formal design

2.1. Solutions studied

In this stage of the project, cable-stayed, launched girder and balanced cantilevering solutions were studied.

Span length was limited to around 250 m due to the transverse deflection generated by the small radius of curvature. At the same time, the presence of the river and of a vertical stone wall around 40 m high at the foot of the hill on the Tuxpan side determined the need for a span of at least 180 m. Those two constraints conditioned the position of the middle pier to a site near the riverbed, which meant that it would have to be around 200 m tall.

The tightly curved layout ruled out the use of arch-bridge solutions and that, together with the maximum span restriction and the need for very tall piers, rendered cable-stayed solutions too costly to be competitive. The study consequently focused on continuous girder deck solutions.

Given the viaduct location in a scantly accessible valley and the construction difficulties attendant upon its huge dimensions, construction-related factors had to be studied very carefully during the design phase.

2.2. Typologies studied

The possible continuous girder solutions for deck construction had to be narrowed down to methods not calling for a falsework, given the span lengths involved. Two families of solutions were consequently studied.

- Launched deck: the approach here was to build a composite deck with spans on the order of 100 m.
- Balanced cantilevering with cast-in-place concrete segments: in this approach, both steel and precast concrete solutions had to be ruled out, as they would have entailed shipping the segments to the site across the valley walls, which was utterly

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 2. Overview of bridge.

impossible. This family of solutions was analysed assuming a span range of 135–220 m.

In light of the results of this study, to the effect that the most economically solutions were based on segmental construction, these were the methods chosen for more detailed analysis.

2.3. Spans and pier typologies

As noted above, the position of one of the piers (pier 5 in the final solution) was determined by the topography of the Tuxpan side valley wall. That, in conjunction with the limit on the maximum span length, called for building a 200-m tall pier at the foot of the valley.

Given these boundary conditions, span length was analysed under the premise that for reasons of building efficiency, the same length should be used in all the centre spans: the measure found to be the best alternative was 180 m.

The solution ultimately defined consisted in an 850-m long viaduct with spans measuring 57, 98, 3 × 180, 98 and 57 m. The inner area of the bridge, i.e., the two 98- and three 180-m spans, was built by cantilevering the segments from the four middle piers. A falsework was used to build the two outer spans, each designed with an additional 6.5-m that cantilever off the pier into the adjacent centre span (Fig. 4).

The six piers were 33, 76, 166, 208, 121 and 54 m high. The forces resulting from the horizontal actions induced by the overall height of the structure would be resisted primarily by the shorter piers, generating very high loads on these members. A number of structural solutions and pier-deck connections were analysed to find a reasonable solution for the loads on each pier.

Given their height, the piers located in the centre of the valley had to be very stiff, particularly during construction when they would behave like free cantilever. They were consequently designed as box sections fixed to the deck. The length of the viaduct informed the use on the outer piers (1 and 6) of longitudinal guided sliding rubber bearings and a much more slender design than in the central piers to prevent forces induced by horizontal action from accumulating on these members. The same type of bearings was specified for the abutments.

As pier 2 is much shorter than the rest of the centre piers, horizontal action would generate extremely high forces in this member. Several solutions were considered to prevent this from occurring.

- Neoprene bearings at the top: this solution, requiring provisional restraint during construction, would greatly reduce the forces on the pier, but the trade-off would be a substantial rise in the loads borne by the remaining piers, for the horizontal actions would be transferred nearly entirely to the other three piers, most prominently pier 5.
- A double wall: while this solution would reduce longitudinal forces considerably, transverse stiffness would remain high, subjecting the member to considerable stress that it would be scantly able to resist.Moreover, the substantial longitudinal (rheological, seismic and wind) actions generated as a result of the length and curvature of the viaduct would exert very high stress on piers 2 and 5.
- Box section to optimise pier stiffness: this was the solution ultimately adopted. It consisted in restraining the four centre piers, varying the section dimensions in both directions and optimising the cross-sectional variation in each pier to

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 3. Overview of bridge.

determine relative stiffness values that would both be suitable and guarantee optimal collaboration between the two shortest centre piers (2 and 5). Optimisation was sought in terms of both overall structural behaviour and the reinforcement ratios that would be required in all the piers, section by section.

3. Geology and geological engineering

The San Marcos valley lies in an Upper Jurassic limestone formation. The healthy limestone Santiago facies at the bottom is overlain by the Tamán facies, consisting of calcareous and clayey limestone lutite. The Pimienta facies at the top comprises limestone with lutite intercalations. Overall, the rock is characterised by decimetric stratification (Fig. 5).

The rock is semi-fractured to a significant depth, with cracking and greater alteration in the outermost 7–12 m; it is covered by a 1.2-m layer of residual clayey topsoil.

Colluvium in the form of residual soils up to 10 m thick is found in some areas. The riverbed is covered by an alluvial layer also around 10 m thick.

The valley walls are steeply sloped, on the order of 30° on the Mexico City side and 45° on the Tuxpan side, where the wall is nearly vertical from the base to a height of 40 m.

4. Structural engineering

4.1. Piers

Their height makes the piers the most prominent elements in the viaduct and the most demanding to design. As noted above, they have a box section. RC-35 concrete was used throughout.

Centre piers 2–5 are restrained by the deck, with a section measuring 9.2 by 8.0 m at the crown and a wall thickness of 0.6 m at front and rear and 0.5 m on the sides. All these dimensions vary with height.

In piers 3 and 4, the dimensions taper with height at a rate of 1/50 on the transversal and 1/75 on the longitudinal side. Pier 4 towers 208 m over the river from a base measuring 17.53 by 13.55 m (Fig. 6).

The dimensions in piers 2 and 5 taper at a rate of 1/50 on the transversal and 1/150 on the longitudinal side of the section to optimise their reaction to longitudinal actions, as discussed earlier (Fig. 7).

Pier reaction to seismic loads was also taken into consideration in the engineering of their shape, for the intention was not to use pier ductility to reduce such loads. The reasons for that decision were as follows. It appeared to be scantly cost-effective to provide for the formation of plastic hinges during an earthquake with the concomitant need to repair piers over 100 m tall in the event. Moreover, serious doubts arose around how a plastic hinge would behave at the base of a pier as large as the ones supporting the viaduct. Furthermore, given the height of the piers and optimised shape, their substructure could be made to react to a quake within an elastic range with no need for additional elements (such as dampers) to isolate these members against earthquakes. This approach lowered the risk of the need for repairs and structural intervention after an earthquake.

The wall thickness, conditioned by the need to prevent local buckling, reached a maximum of 1.0 m at the base of pier 4. Wall thickness was engineered to AASTHO [1] criteria, according to which a reduction factor must be applied to the compressive bearing capacity of hollow rectangular pier walls whose transverse slenderness is over 1/15. In this case slenderness was limited to 1/16 to apply the smallest possible reduction factor. Alternative ways to prevent local buckling were explored, such as the use of transverse diaphragms to reduce the free length: this solution was ruled out due to the formwork complexities it would entail. Similarly, stiffening the walls with horizontal diaphragms or ribs was also rejected due to the construction difficulties involved.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

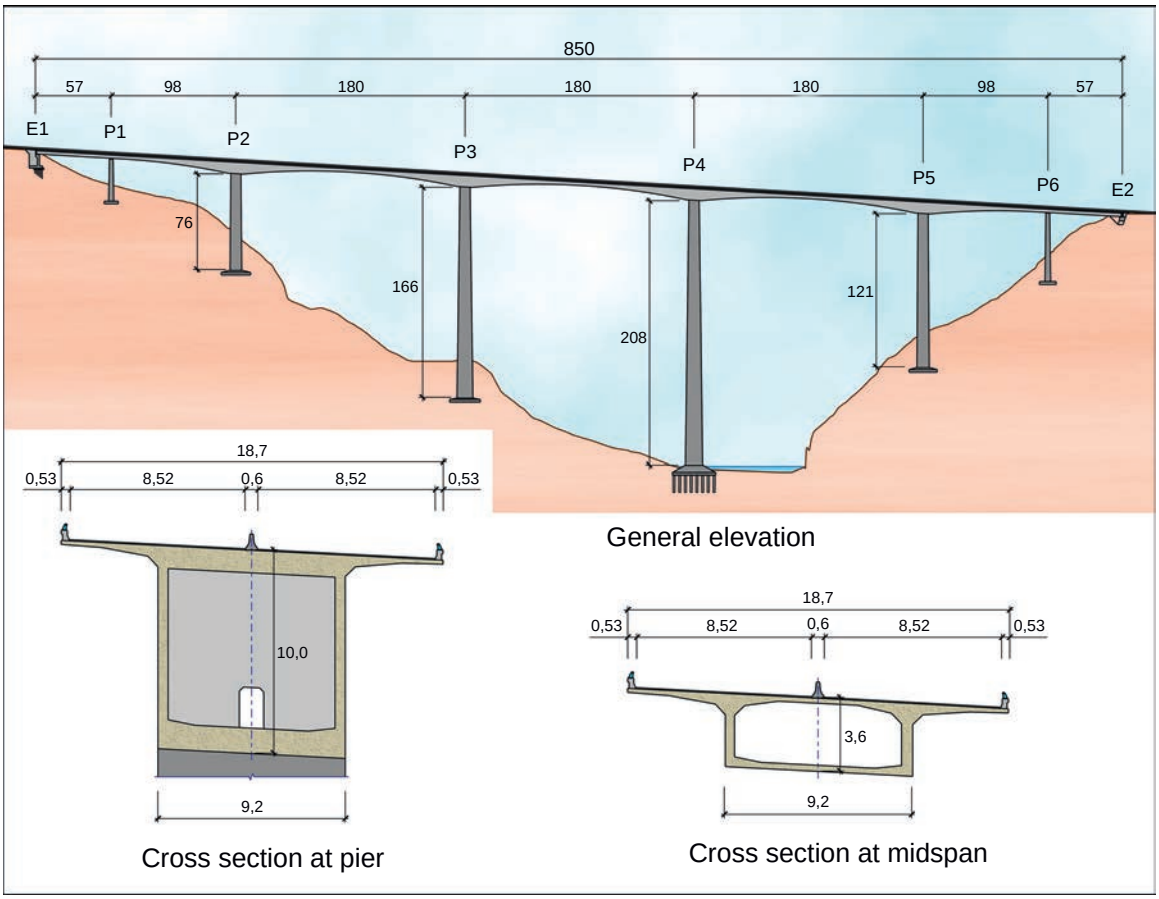


Figure 4. Bridge elevation view and cross-sections.

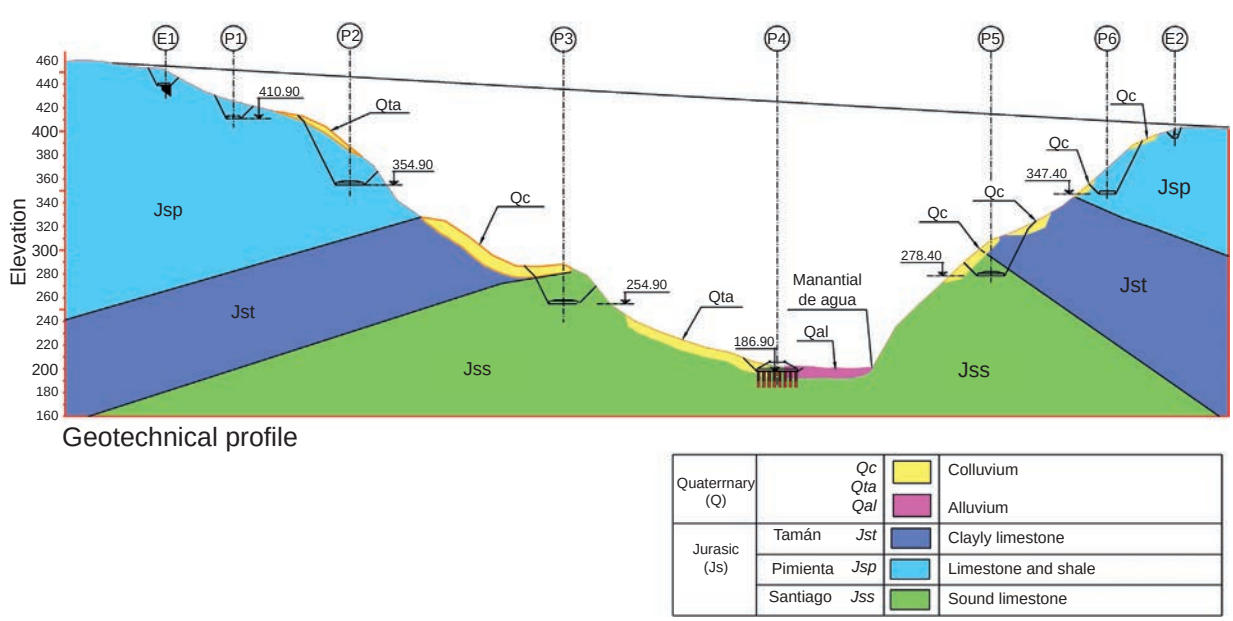


Figure 5. Geotechnical profile.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

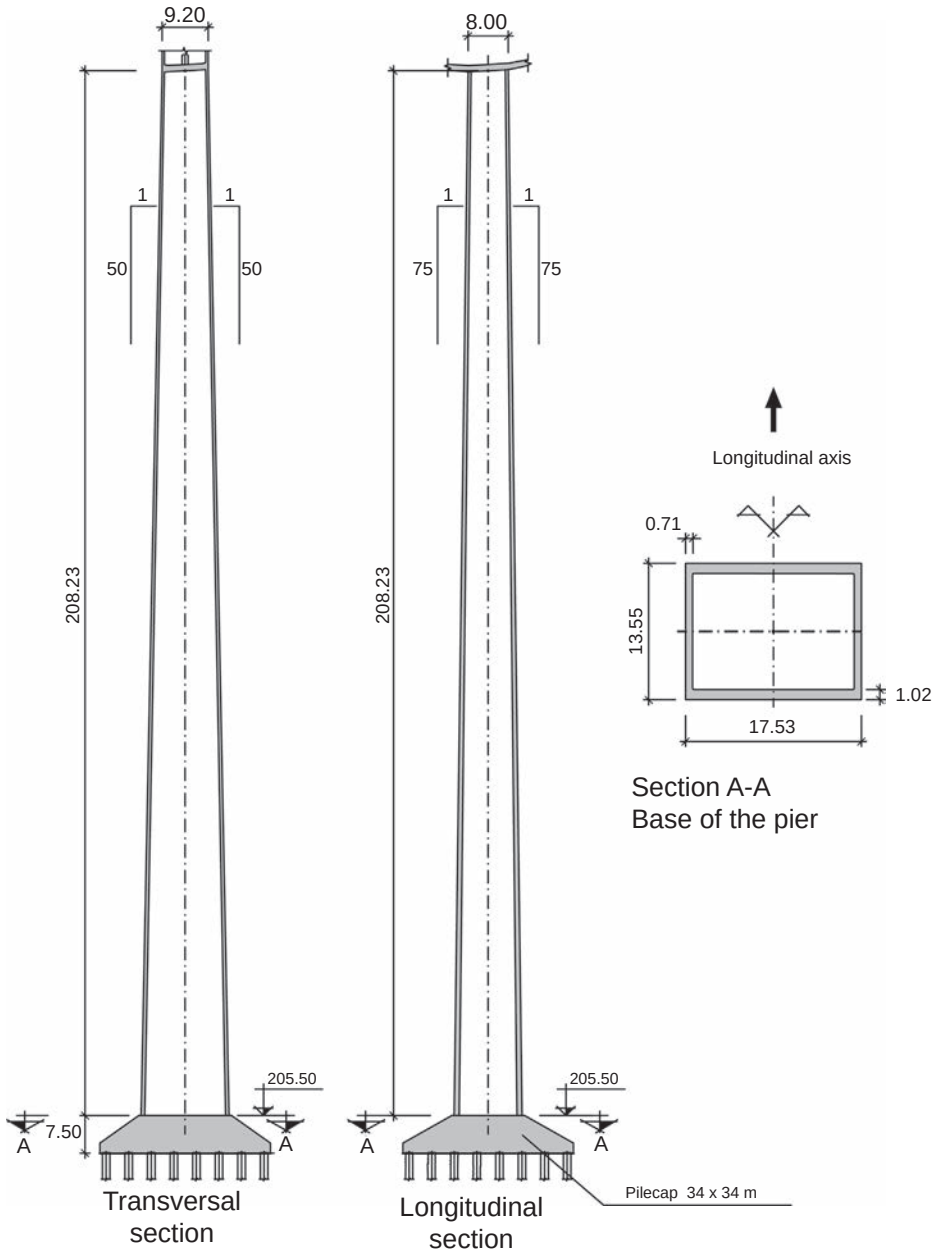


Figure 6. Pier 4, cross-sections.

4.2. Abutments

Closed abutments were envisaged. Abutment 1, 15 m tall, has angled wing walls parallel to the edges of the carriageway (Fig. 8).

Abutment 2 is tiered, with a maximum height of 12 m. Located at mid-height of the valley wall, its own walls are fairly atypical: the one on the right is an angled wing wall with a 43-m extension in the form of stabilised soil structure, whereas the one on the left abuts against the hillside and thus needs no angled wing wall (Fig. 9).

4.3. Foundations

The abutments and all the piers with the exception of pier 4 are built on shallow foundations.

The foundations under piers 1 and 6 lie in the stratum of fractured limestone with lutite intercalations, where the allowable stress in SLS analysis is 6 kg/cm^2. The foundations under piers 2, 3 and 5, which support the main spans, lie in the semi-fractured limestone stratum, where the allowable stress in SLS analysis is 10 kg/cm^2. The foundations under pier 5 have the largest plan view dimensions: 26 m × 22 m by 3.5 m deep. RC-25 concrete was used in all the footings.

Fractured rock outcrops in one-fourth of the area where the pier 4 foundations are located, while the rest of the area consists of alluvial sand and gravel to a maximum depth of 20 m. The deep foundations consequently designed consist of 64 piles 1.5 m in diameter topped with a 34 m × 34 m square pile cap 7.5 m deep at its deepest. The piles were built with RC-25 and the cap with RC-30 concrete.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

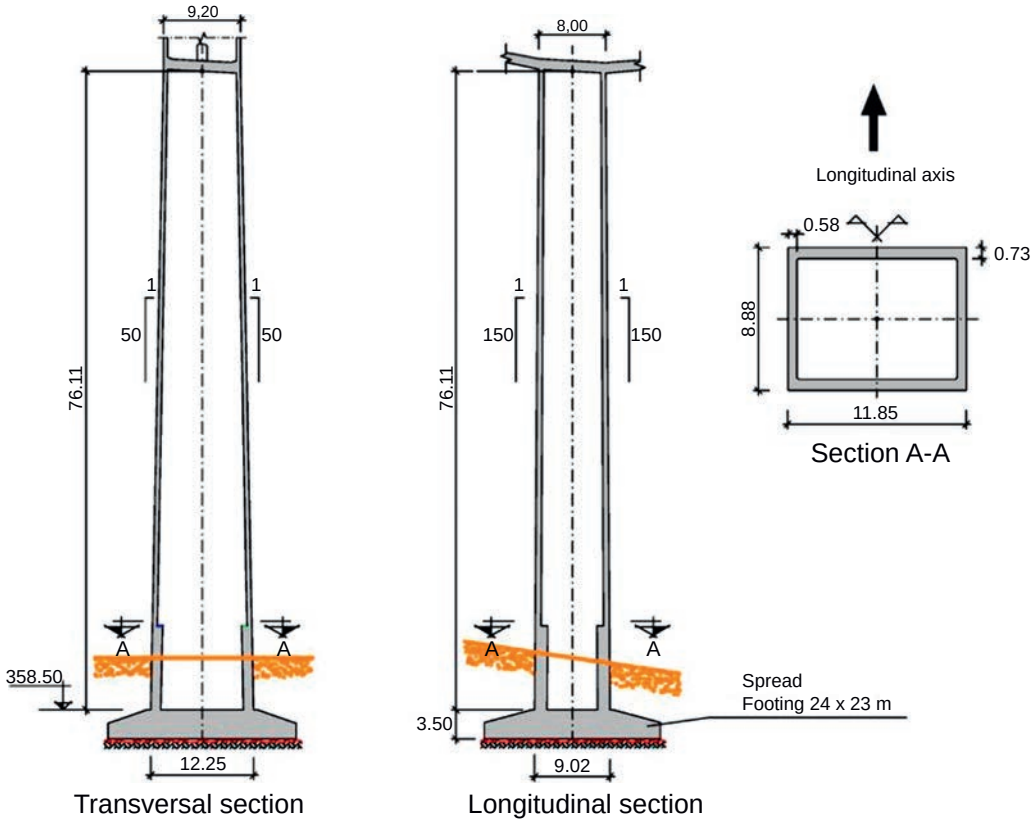


Figure 7. Pier 2, cross-sections.

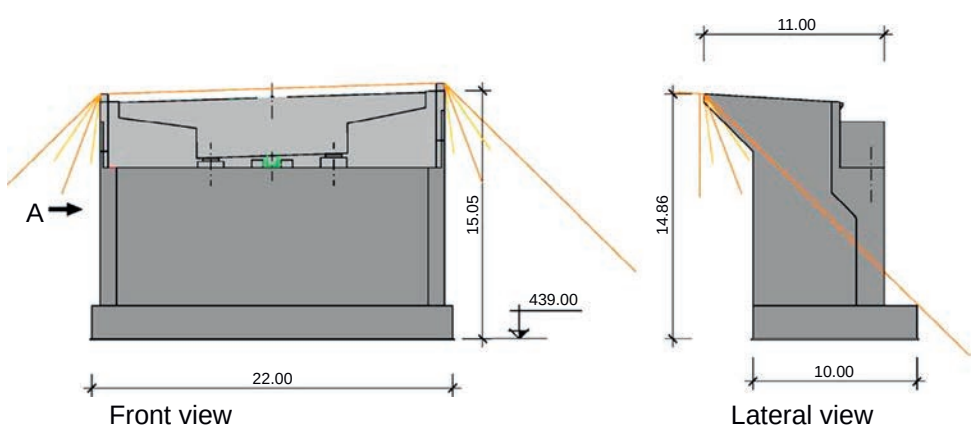


Figure 8. Abutment 1, elevation views.

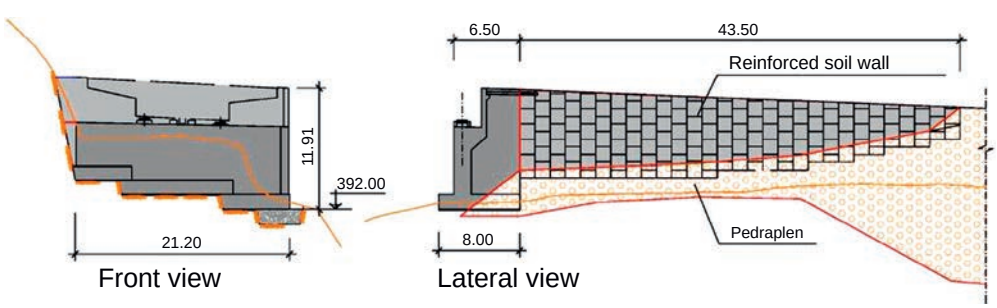


Figure 9. Abutment 2, elevation views.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

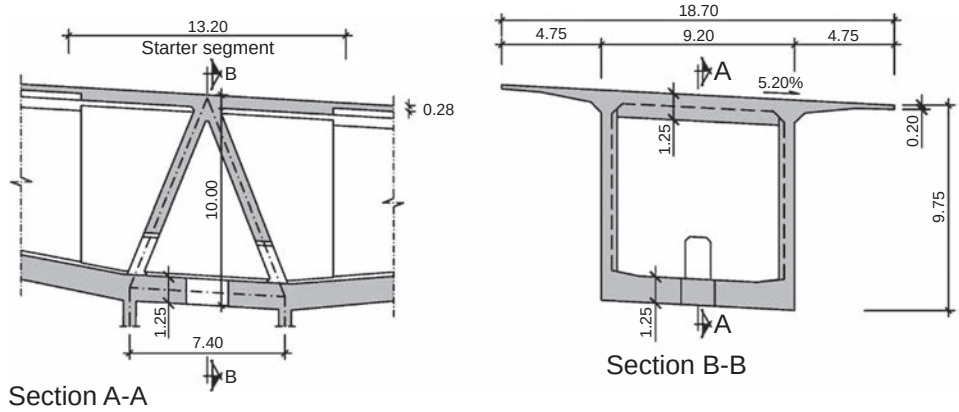


Figure 10. Deck-pier connection, detail.

4.4. Deck

The RC-40 concrete deck is a continuous, variable depth box girder 850-m long and 18.7 m wide at carriageway level. With a maximum depth over the piers (2–5) of 10 m and a minimum of 3.6 m at mid-span, the deck has an arched intrados. The box girder measures 9.2 m wide and its top slab cantilevers 4.75 m on each side. By engineering the girder depth (L/18) over the piers so generously in the segmentally erected sections, the longitudinal prestressed and passive shear reinforcement ratios in the deck could be minimised. Given the dimensions of the viaduct, the increase in depth over the piers is imperceptible and hence has no inverse impact on deck slenderness.

The webs are a constant 0.5 m thick, while the thickness of the bottom slab varies from 0.30 to 1.25 m to accommodate the compression block in the hogging moment area over the pier.

As the top slab of the deck is wider than usual for a single box girder having no transverse stiffeners, during the design stage the performance of the unstiffened section was compared to the behaviour of a section with cross-ribs. The solution with no transverse beams was found to be feasible in terms of both structural performance and passive reinforcement ratios and was consequently chosen in light of the construction advantages afforded.

The transverse bending stress induced by heavy vehicles was analysed by detailed finite elements analysis to optimise member thicknesses while maintaining ratios of 0.63 m^3 of concrete per m^2 of deck in the areas where the depth was a constant 3.60 m, and 1.13 m^3 of concrete per m^2 of deck on average in the spans where depth varies from 3.60 to 10.0 m. Deck self-weight was also optimised with this approach, therefore improving overall bridge reaction to longitudinal deflection and reducing the effects of seismic action.

Slanted walls built as extensions to the front and rear sides of the piers at the deck-pierhead connection improve stress transfer between those sides and the top and bottom slabs of the deck (Fig. 10).

Deck prestressing is located in the top and bottom slabs in the main spans. Consequently, to prevent slab breakage due to construction errors (sheath warping at construction joints), links of reinforcement were inserted in the 60 cm adjacent to the inter-segment joints alongside the sheaths to stitch the slab if it were to rend [2]. The design also envisaged transverse ribs on the ends of the mid-span closure segments to help resist any local stress that may be generated in the bottom slab as a result of staggering due to possible differences in elevation between the edges of the segments to be joined.

The top prestressing in the segmentally built part of the deck conforms to the standard pattern for balanced cantilever bridges, in which each pair of segments is tensioned with a family of post-tensioning tendons (four in this case). These tendons, located in the top slab, are laid in a straight line to within a short distance of the outer edge of the segments under construction, where they curve towards the haunches for front-side anchorage in the thickest part of the slab (Fig. 11). One particularity that merits note is that as the first three pairs of segments in the cantilevered sections are not prestressed, the shortest top tendon is long enough to contribute to ULS bending strength, bearing in mind the shift rule of the bending moment. Each family of tendons was only tensioned from one of the ends, alternating ends with the other family tendons. Such alternate tensioning distributes the passive end prestressing losses on the two sides of the cantilever under construction. As tensioning at both ends would not improve the prestressing effect on the critical areas around the centre of each tendon over the pier, it was ruled out to optimise resources and tensioning times.

The bottom prestressing, which lies in a straight line in the plan view, is anchored on the bottom of the girder. In the sections where the bottom tendons are anchored, the bottom slab is strengthened with transverse ribs to prevent it from having to resist the local bending generated by the prestressing local forces.

In the outer spans, built over a falsework, the prestressing in the web is parabolic whereas in the bottom slab it runs along a straight line. Since the span lengths are tightly conditioned by the shape of the valley, the outer spans are not structurally proportionate. To accommodate the resulting positive and negative moments generated in the sections over piers 1 and 6, the total prestressing loads in these sections had to be centred by extending the straight prestressing in the bottom slab. The extension was then used as continuity prestressing for connection to the adjacent segmentally built section.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

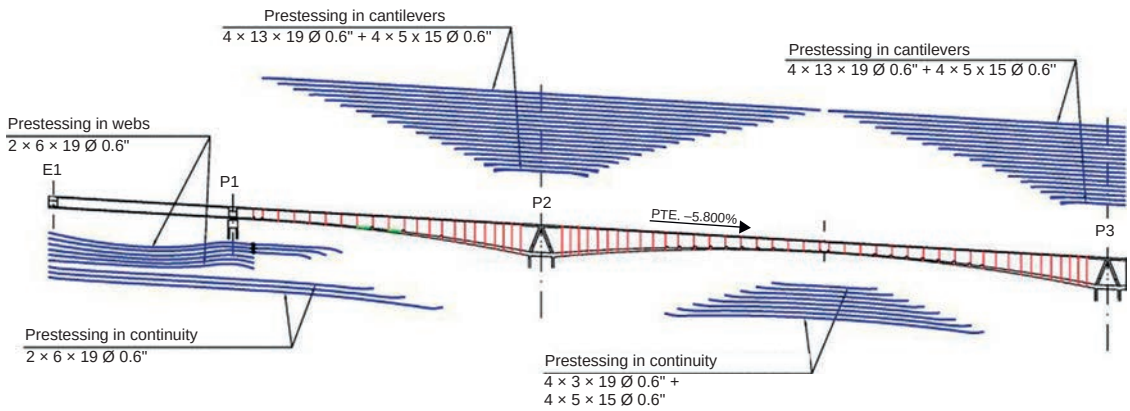


Figure 11. Prestressing.

5. Design

5.1. Defining actions and legislation

5.1.1. General regulations

The structure was designed to AASHTO LRFD 2004 specifications, supplemented by Mexican legislation on the definition of heavy vehicle live load and seismic and wind action.

5.1.2. Wind action

As wind action is not sufficiently defined in road legislation, it was supplemented with:

- the Mexican Federal Electricity Commission's "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por viento",
- the U.S. National Oceanic and Atmospheric Administration's (NOAA) hurricane records,
- a number of wind tunnel tests.

The preliminary design contained local wind studies defining a very low wind velocity. After a review of the NOAA's hurricane records, a design velocity (200-year return period maximum velocity 10 m off the ground in open terrain with few obstacles) of 160 km/h was established. That value is equivalent to an IAP 98 (Spanish code on actions to be considered in wind design) reference velocity of 27 m/s.

5.1.3. Seismic action

Seismic action was defined for a spectrum specifically established for the viaduct by the Mexican Communications and Transport Secretariat. The acceleration peak in that spectrum was 0.36 g. Due to the structure has high fundamental period (3.4 s longitudinally and 5.3 s transversely), its substructure would be affected by actions ranging from 0.10 to 0.15 g.

5.2. Wind tests

The most thorough understanding possible of the structure's reaction to wind was deemed necessary for a number of reasons, including structure size, the difficult topography, the fact that wind action was the determinant for dimensioning the piers and the need to ascertain the possibility of the appearance of aerodynamic instability. To that end, wind tunnel tests were conducted to determine the performance of cross-sections of some bridge elements, vehicle drag, local wind behaviour and structural behaviour during construction. Tests on the finished bridge as a whole were not felt necessary, for the structure is not subject to aeroelastic phenomena.

The section model tests were conducted in the wind tunnel at the Ignacio da Riva Institute, a body under the aegis of the Technical University of Madrid's School of Aeronautical Engineering [3], while the global model tests were performed at Force Technology, a Danish firm [4,5].

5.2.1. Section model tests

The drag coefficient for the deck was determined with section models tests run on the sections with the maximum and minimum depths. The mean value found, 1.6, was 3% lower than obtained by applying Eurocode 1 [6] and IAP 98 [7], which yielded a value of 1.64, and substantially lower than the 2.0 specified in Mexican legislation [8]. A conservative design value of 1.7 was adopted.

A number of models were analysed in the wind tunnel to determine the drag coefficient for the piers. Mean drag coefficients for different wind directions were calculated for both a scale model of pier 4 and a representative cross-section from the upper part of that pier. Coefficients of around 1.54 were obtained for both models, a value slightly lower than the 1.60 specified by the Mexican roads legislation, which was the coefficient ultimately applied (Fig. 12).

5.2.2. Wind drag on vehicles

At a height of 200 m, wind velocity may often exceed the speed regarded as safe for traffic, particularly lorry traffic. A section model test was therefore run in the wind tunnel to analyse lorry performance on the deck in a cross-wind and verify the effectiveness of a wind barrier. The test modelled a lorry travelling on the deck, assuming the presence of a New Jersey type barrier with a built-in wind barrier similar to the one used on the Millau viaduct (Fig. 13).

The findings showed that the wind barrier lowered the lorry overturn moment by 22%, a decline regarded as fairly

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 12. Cross-sectional wind test on pier 4.

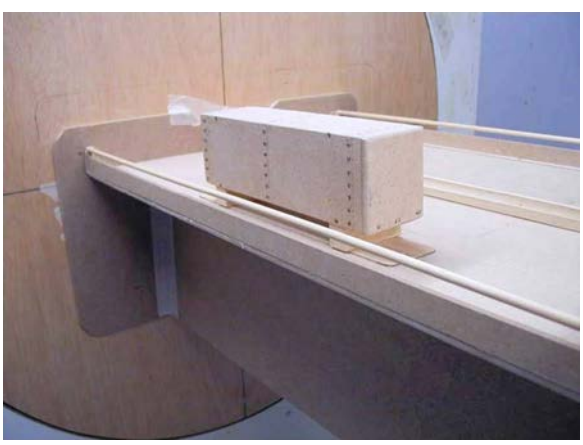


Figure 13. Study of wind action on vehicles crossing the bridge.

insignificant, given that the shielding afforded by New Jersey type barriers reduces the vehicle drag problem substantially. In light of the test results and the lack of precedents in Mexico for this type of barriers, no wind shield was installed.

5.2.3. Local wind behaviour

Given the special location and topographic conditions prevailing in the area surrounding the viaduct, a test was conducted to ascertain local wind behaviour. The test was run on a 1:1500 scale model of the area within a 4.5-km radius of the viaduct location (Fig. 14).

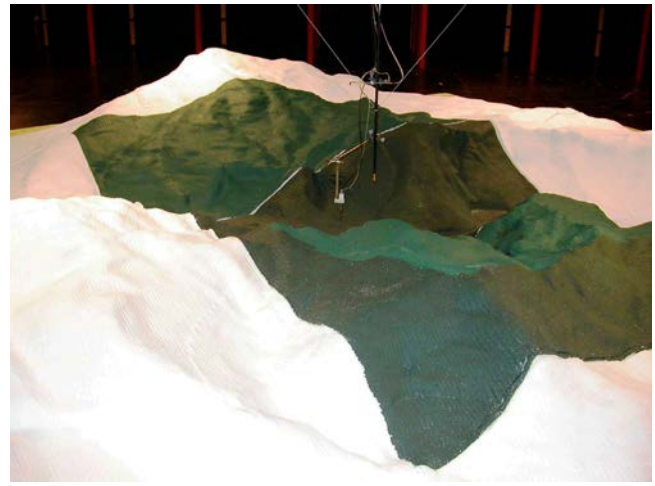


Figure 14. Scale model of terrain for wind tunnel test.

The test consisted in measuring the three components of wind velocity and turbulence at 22 points in the space occupied by the pier and deck (in the absence of these structures) for 12 geostrophic wind directions (at high altitudes).

The findings showed that for nearly all the geostrophic wind directions, the valley channelled the wind in the mid-canyon direction. Hence the maximum local wind velocities were generated at a 60° angle to a line perpendicular to the mean direction of the deck.

Inasmuch as the particular topography of the site, in a valley with meanders and steeply sloping walls, modifies the wind velocity profiles at high altitudes substantially, local wind velocity and direction vary depending on the direction of the surrounding walls. The shield effect generated by the wind against the valley wall causes velocity to rise considerably at the summit. For that reason, the maximum wind velocity at the deck elevation was recorded in the outer piers, where it was over twice the value expected due to the height of the shaft.

This effect, quantified as the topographic coefficient in Eurocode 1 [6], was determined from the test results. As Table 1 shows, the values calculated were much higher than found using the existing legislation, an observation that supports the need for testing in structures located in complex topographies.

The test findings were used to determine the design wind velocity and direction of wind action on each point in the structure.

5.2.4. Structure under construction

A wind test on the bridge during the final stages of construction was deemed necessary to check for the possible appearance of aerodynamic instability, in light of the dimensions of the viaduct. That involved testing a 1:300 scale model of part of the terrain surrounding the bridge and the bridge itself before any of the closure segments were cast, i.e., with the piers behaving as free cantilevers. This model was tested under turbulent wind conditions (Fig. 15).

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Table 1
Comparison of topographic coefficients.

Pier	Height	Design velocity (km/h) for test	Topographic coefficient			
			Test	Mexico N-PRY-CAR-6-01-004	IAP 1998/2011	Eurocode 1
1	33	313	2.1	1.2	1.1/case study	1.45
2	76	285	1.7	1.2	1.1/case study	1.40
3	166	260	1.3	1.2	1.1/case study	1.10
4	208	244	1.2	1.2	1.1/case study	1.06
5	121	251	1.3	1.2	1.1/case study	1.20
6	54	282	1.7	1.2	1.1/case study	1.45

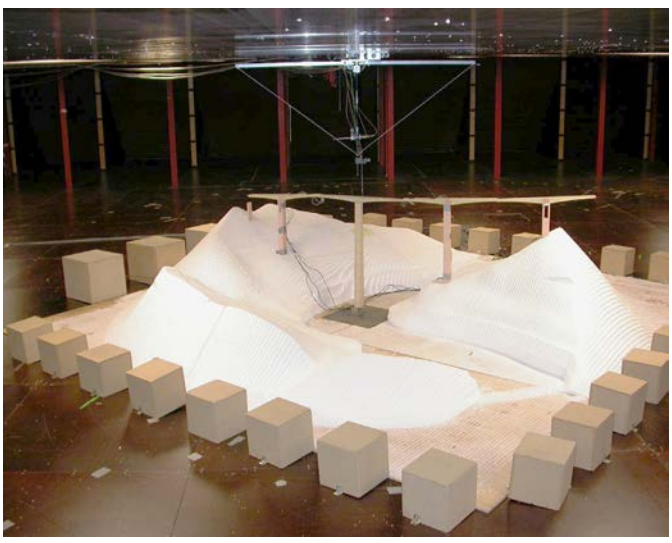


Figure 15. Scale model of bridge under construction for wind tunnel test.

Figure 16. Scale model of a single pier for wind tunnel test.

The findings verified that all the variables (such as displacements and moments) rose steadily with rising wind velocity with no deviations or signs of instability.

A single pier, with no surrounding terrain, was subjected to a laminar wind flow to study the possible appearance of vortex shedding-induced excitation (Fig. 16). Further to the results, such a development could not be ruled out. This was regarded as a very remote possibility, for as the bridge is set in a highly curved valley, non-turbulent wind would be unlikely to reach the structure. No specific measures were therefore taken in this respect.

No aeroelastic developments arose during construction.

5.3. Structural analysis

5.3.1. General modelling

The sharp curvature of the deck prompts interaction between the longitudinal and transverse forces on the structure. Consequently, the engineering was conducted with 3D frame models of the entire structure to study its performance both in service and during construction. The models were developed with GT STRUDL software, supplemented with proprietary pre- and post-processing programmes for entering actions and verification, respectively. Linear elastic calculations were performed with these models to check behaviour in SLS and ULS analysis.

Models were developed for every construction stage to determine the reaction both to the actions envisaged (such as self-weight, unbalanced situation during construction, wind) and to accidental events (such as earthquake or travelling formwork fall).

The greatest instability-induced problems in piers are known to arise during construction, before the decks are interconnected. Non-linear analysis of the cantilevering piers was performed with PYRUS 5 software, which models both geometric and material non-linearity.

5.3.2. Special studies

5.3.2.1. Pier 4 foundation. In the pier 4 foundation, the gravel stratum penetrated by the piles varies in depth from 0 to 20 m. As a result, the piles are not uniformly stiff and when the pier is exposed to horizontal action, the shear on each pile varies. Moreover, since the centre of the shear stress in the foundation does not concur with the pier centreline, the direction of the shear stress on the piles differs from the direction of the external action. This same non-uniform stiffness problem arises in connection with vertical actions, translating into non-uniform distribution of the vertical action on the pier.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

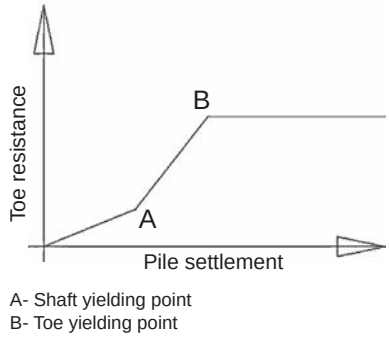


Figure 17. Development of toe strength in piles positioned in rock.

A non-linear model was developed to analyse the global performance of the foundation, in which each pile was modelled in the form of a stiff vertical bar of calibrated length, restrained by the pile cap and resting at the bottom on five non-linear springs (one each for the three directions of displacement and the other two for longitudinal and transverse rotation). This equivalent non-linear member generated the same head forces and displacement as the real pile.

Defining such equivalent piles called for a detailed analysis of the individual behaviour of each one and of its interaction with the surrounding geotechnical profile.

Lateral behaviour was calibrated by modelling the pile as a bar resting transversely on elastic springs representing ultimate limit state behaviour; terrain stiffness and bearing capacity for each depth were calculated from the Vesic [9] formula as shown in Eq. (1):

$$k_b = \frac{E}{D(1-\upsilon^2)} \tag{1}$$

where k_b is the modulus of subgrade reaction, E its modulus of elasticity, υ the Poisson ratio and D pile diameter.

The properties of the springs and length of the equivalent bar needed to represent the reaction of an individual pile to horizontal loads and unit moments can be deduced from the results of applying such loads and moments to its head.

A finite elements model run with Plaxis, specific geotechnical software, was used to reproduce the behaviour to a vertical load by a single pile perforating the strata of healthy and altered rock underlying pier 4. The model showed that the end bearing capacity began to develop at the same time as shaft friction capacity and did not develop fully until the shaft developed its full friction bearing capacity (Fig. 17).

The pile end bearing non-linear behaviour was determined with this Plaxis model. The findings were entered in a frame model for a free-standing pile in which each pile was modelled with several non-linear vertical springs representing shaft friction stiffness and one non-linear spring representing the end bearing stiffness. This model delivered a behaviour pattern for the non-linear vertical spring which was then applied to the simplified model for each pile in the general model of the foundation.

Sonic test piles revealed construction problems that called for building additional piles, an issue discussed in a later section. The additional piles were consequently entered in the model to verify foundation behaviour as a whole, and the properties of the equivalent bars were recalculated based on an analysis of the single pile models for each pile. In addition, the anomalies detected in the initial piles were modelled conservatively based on the estimated damage.

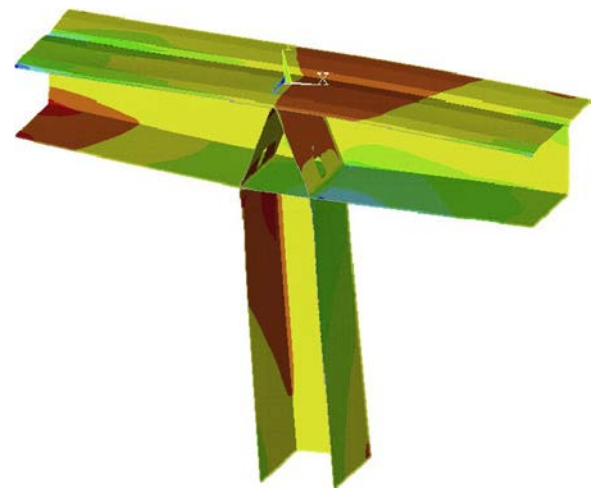


Figure 18. Finite elements model for deck-pier connection.

The volume of the pile cap and the variability of the groundwater level in the rainy and dry seasons called for an in-depth study of both the pile cap weight for seismic purposes and of hydrostatic pressure when the cap is submerged, which would reduce compressions on the piles.

5.3.2.2. Pier segments. As noted above, since the piers vary widely in height, a substantial proportion of the horizontal actions is absorbed by the shortest members, reducing the load on the taller central piers. Under such conditions, careful attention to the transfer of forces from the deck to the piers is imperative, particularly for piers 2 and 5, where pierhead forces are very high.

Forces are transferred from the deck to piers 2–5 across the 0 segments, which are fitted with two slanted diaphragms that together form a triangular structure.

Stress transfer from the deck to the pier is clearly spatial [10]. A three-dimensional finite elements model with flat, plate-like elements was used to study and design the reinforcement for that region (Fig. 18). The stresses and load flows found with those models were subsequently compared to strut and tie schemes to ensure structural performance under ultimate limit state conditions.

The process of the strut and tie models was:

- in finite elements, obtaining the main stress on each element in the 0 segment generated by each load on the pierhead considered: axial, or the longitudinal or transverse bending moment,
- determining the mechanisms whereby these loads are transferred from the deck to the pierhead, given that part of the load is transferred directly across the box girder elements (webs and

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

slabs) and part over the triangular cell comprising the pier, the slanted diaphragms and the bottom slab on the girder,
- finding the share in per cent of each mechanism in unit load transfer,
- strut and tie modelling of each transfer mechanism and verifying the reinforcement ratios needed.

6. Construction

6.1. General

The viaduct is located in an area characterised by a complex orography that called for building a 5-km access road up the valley wall through a tropical forest. With a 700-m difference in elevation from one end to the other, the access road had a mean grade of 14%, although in some sections it sloped by up to 35% (Fig. 19).

As the road was built on the Mexico City side, a provisional Bailey-type cable-stayed bridge with an 80-m span had to be erected to carry traffic to the other side (Fig. 20).

Considerable excavation was required to build the footings because of the steep slopes on the valley walls and the size of the foundations, most prominently for pier 2, where 76,000 m^3 of materials were removed from excavations up to 50 m deep (Fig. 21). Part of the land excavated was restored with fills, up to 15 m high. Significant volumes were also involved, with a maximum of 22,000 m^3 in pier 5; the lower parts of the pier shafts were strengthened to be able to resist the transverse bending moment generated by the thrust from these fills.

6.2. Foundations

6.2.1. Pier 4 foundations

Viaduct construction began in March 2009 with the pier 4 foundations.

Pier 4 is sited on a meander in San Marcos River in a region where heavy rainfall occasions variations in the water level on the order of 10 m. A review of the various options led to a decision to build the foundations behind a 180-m long, 5-m high temporary embankment where work could proceed while the flow rate did not exceed 1000 m^3/s. This ensured a 6-month construction window from December to May.

First, 64 1.5-m diameter piles were bored at least 2.5 m into the healthy rock. In the alluvial soil strata the piles were cast with temporary casings. Because of the slant on the rock surface, the piles varied widely in length, from 9 to 25 m. To prevent any reduction of the end bearing capacity, a maximum 3-m difference in toe elevation between any two adjacent piles was established.

In light of the large number of piles involved, the design called for sonic testing as soon as the first few were cast to detect and correct possible problems in the construction procedure. A series of hindrances retarded the tests, which were not conducted until all the piles had been finished in July 2009.

An analysis of the sonic findings showed that only 14 piles (22%) were unaltered. The alterations in the remainder adopted a variety of forms. The area affected also varied: problems were identified in the mid sections, at the crown and in the toe. The

Figure 19. Overview of access road to the river from the Mexico City side of the valley.

Figure 20. Provisional bridge.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 21. Pier 2 excavation.

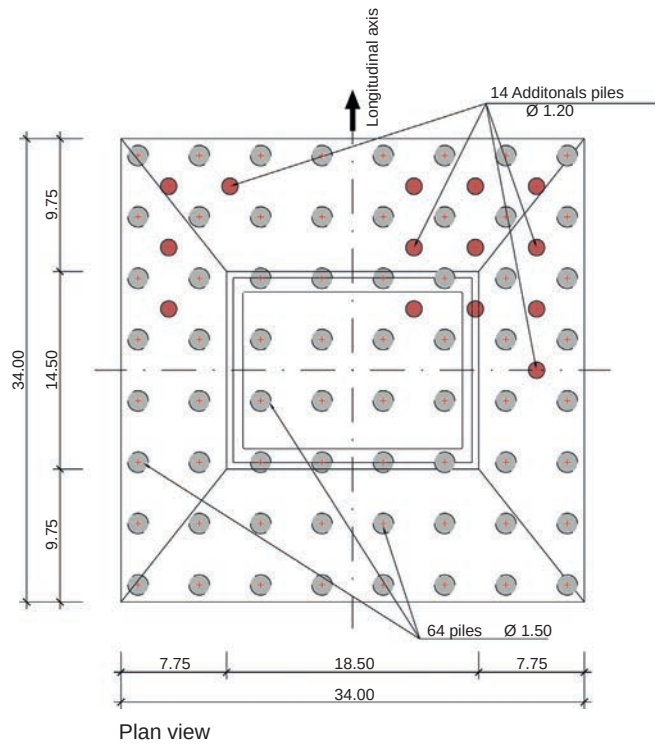


Figure 22. Pier 4 pile cap, plan view.

cause of these problems could not be clearly established: on the one hand, since the foundation was located in a meander, its presence induced a very strong hydraulic gradient in the direction of the chord underneath the foundations and hence a current in the alluvial layer that may have cut through or washed away the fresh concrete during construction. On the other, several piles were found to have large amounts of fine alluvial materials at the bottom, possibly denoting defective removal and cleaning. The problems at the crown may have been attributable to contaminated concrete.

Concrete cores were obtained from the affected piles to verify the actual scope of the problems and the safety of each was recalculated in light of the estimated loss of bearing capacity. In all, 53% of the piles built were found to be acceptable.

Repairing procedures consisting of the injection of cement grout were implemented in the piles with insufficient capacity and cores were subsequently bored to verify the effectiveness of these measures. This work had to be suspended due to the rise in the water level of the river. After it was resumed, the injection operations were completed in March 2010. As these measures proved unable to repair a sufficient number of piles to ensure the necessary structural performance of the foundation, in May 2010 the foundation was strengthened with an additional fourteen 1.20-m diameter piles interspersed in the original layout (Fig. 22).

To ensure proper construction, the new piles were designed with permanent casing throughout. They are consequently not friction piles, but carry loads at the toe only. This procedure avoided water currents and made it easier to ensure non-contamination of the concrete. The trade-off is that these are more flexible members as they work at the toe only. They consequently had to be modelled with the methods described above to suitably analyse their effectiveness. These supplementary piles were completed in June 2010.

Pouring the 6000 m^3 of concrete needed to build the 34 m × 34 m × 7 m pile cap posed a problem in connection with controlling the temperature, for the concrete had to be kept under 80 °C to prevent the possible formation of secondary ettringite. A number of solutions were studied: casting by stages, deployment of refrigeration pipes, use of low heat of hydration cement and inclusion of ice chips.

As casting was initially to be a two-stage process, the pile cap was fitted with the necessary continuing steel for each stage. The need to make up for lost time and avoid further months-long suspensions in pier construction due to rises in the water level and subsequent flooding determined continuous concrete casting in the pile cap using low heat of hydration cement and replacing part of the mixing water with ice flakes.

Concrete was cast continually for 4 days, monitoring the heat of hydration with thermometers installed inside the material. When casting was completed, the top of the cap was protected with styrofoam to reduce the thermal gradient between the core and the surface (Fig. 23). The operation was conducted without

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 23. Continuous casting of pier 4 pile cap.

Figure 25. Conventional climbing formwork on piers 2, 3 and 5.

incident and without exceeding the maximum setting temperature. Construction on the pier 4 shaft could therefore be initiated before the onset of seasonal flooding.

6.2.2. *Other foundations*

All the other piers have shallow foundations and are located far enough from the river to elude the problems that arose in pier 4.

The greatest challenges arose around the excavations needed to access the elevations defined for the foundations and provide suitable protection for operations conducted on such steep slopes. The final elevations for the foundations were defined and the respective outcropped rock approved in situ.

Pier 5 has the largest footing, measuring 26 m × 22 m and a depth of up to 3.5 m, for a total volume of 1662 m^3. All the piers footings were cast continuously, and all necessary measures were adopted to prevent overheating during setting.

6.3. *Piers erection*

Construction of the total 660 m of pier shafts was the object of intense study by the worksite team. To minimise operations at high elevations, the reinforcement was pre-assembled at the base of each pier. To that end, separate reinforcement panels were designed and built for each side and then joined with threaded connectors. To reduce the number of connectors and expedite assembly, each reinforcement panel measured two climbing cycles high and one half of a pier side wide (the latter to accommodate crane limitations) (Fig. 24).

The shafts on main piers 2, 3 and 5 were built using conventional climbing formwork with a shutter height of 5.0 m (Fig. 25). The formwork was adjusted on the ground with each new climbing cycle to accommodate the variations in pier sections, i.e., it had to be lowered and re-hoisted into position after each cycle. Given that *modus operandi* and the fact that the reinforcement

Figure 24. Pre-assembly of pier reinforcement.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

was pre-assembled for two climbing cycles, the mean construction time per cycle came to 9 days, with a minimum of 5 days in some cycles.

PERI self-climbing formwork with a height of 4.5-m was used on pier 4 (Fig. 26). Here also, the reinforcement was pre-assembled for each pair of climbing cycles, whereby pier construction proceeded at a mean rate of 6 days per cycle, with a minimum of 4 days in some of the cycles.

In piers 3–5, with heights upward of 120 m, double car lifts were installed (Fig. 27).

Figure 26. Self-climbing formwork on pier 4.

6.4. Deck

The main deck spans were built using three pairs of travellers supplied by Freyssinet México with a capacity of up to 200 t per segment (Fig. 28). Segment size was adjusted in the design stage to optimise the use of this travelling formwork. Each section

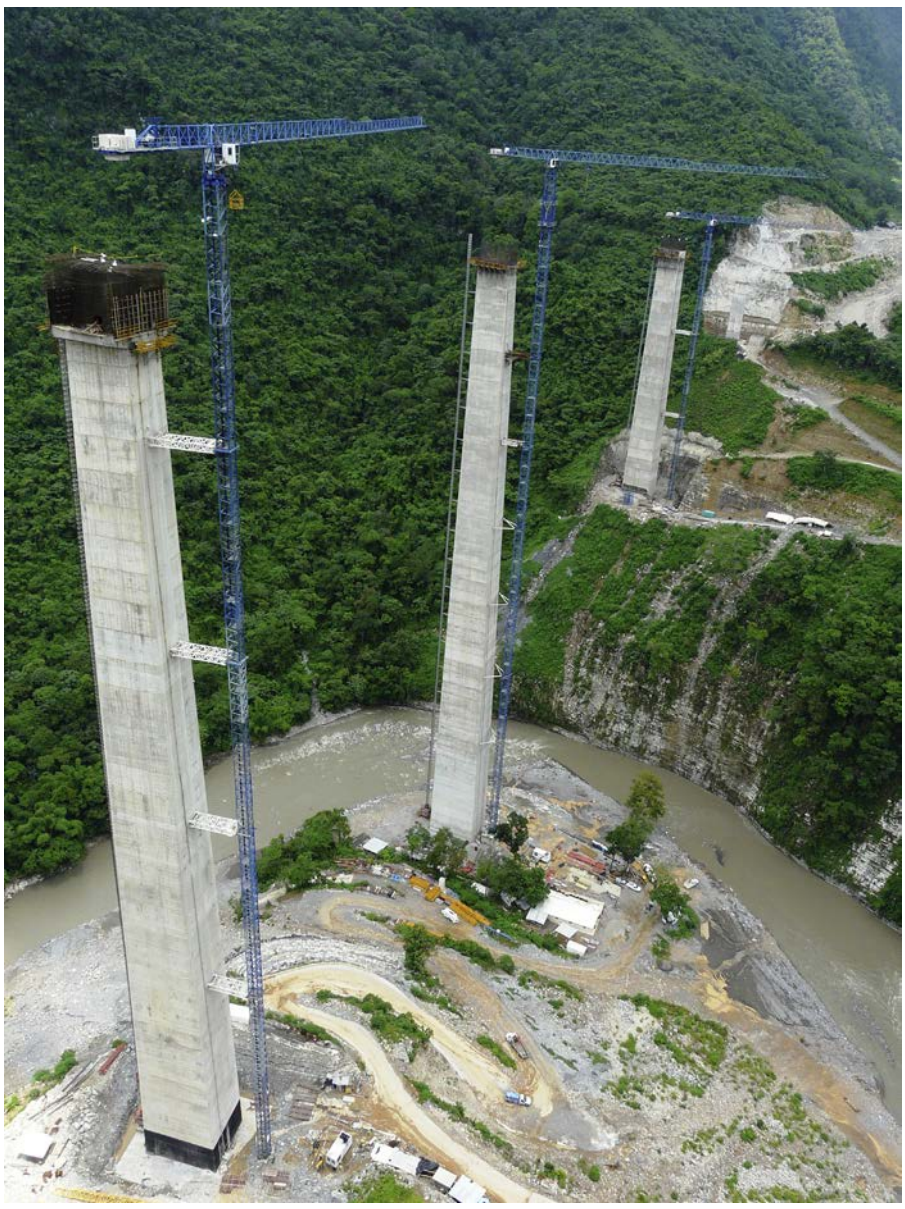


Figure 27. Overview of finished piers 3, 4 and 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 28. Overview of travelling formwork.

of segmentally built deck was broken down into one 13.20-m long zero segment resting on the pier, erected with a special formwork, and 20 symmetrical segments per side erected with the traveller. The length of these segments ranged from 2.7 m nearest the piers to 5 m at mid-span.

The construction schedule for the three sets of travelling forms was as follows:

1. deck over pier 2, completed in February 2012,
2. nearly simultaneously, the decks over piers 5 and 3, completed in June and July 2012, respectively,
3. deck over pier 4 completed in September 2012 with the travellers used on pier 2.

In other words, work was conducted simultaneously on the decks over piers 3, 4 and 5 (Fig. 29). Since the pier 4 deck conditioned construction time, productivity was maximised there, systematically erecting one segment every 5 days, although the mean rate in this section was 8 days per segment due to a series of minor incidents.

The closure segments construction schedule was adjusted to the worksite team's organisational requirements. Locking was begun in span 2 in July 2012 and completed in span 5 in November 2012.

The concrete pumping facility used during deck construction proved to be of key importance to the works. In pier 4 the concrete had to be pumped first vertically to a height of 218 m and

Figure 29. Simultaneous operation of three pairs of travellers.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

then up to 90 m horizontally for delivery from the base of the pier to the segments under construction at the far end of the cantilever. The pump deployed was among the most powerful on the market: a 640-HP Putzmeister BSA 1400.

The outer span sections comprised the span itself plus a 6.5-m cantilever, both built with falsework.

Closures were the most complex operation, for the closure segment had to provide a perfect match to both end segments on the two cantilevers to be joined. This operation was most sensitive on the two outermost central spans: i.e., where the pier 2 arm connected to the span on pier 1 and the pier 5 arm to the span on pier 6. The complexity was due to the significant difference in stiffness between the cantilevered decks and outer spans. Moreover, sunlight-induced vertical oscillations of up to 5 cm/day were measured in the cantilever, while the deck over falsework underwent no fluctuation. This problem was solved by blocking the two ends at the top with steel beams and resting the closure segment formwork on an extension of the falsework. This procedure reduced movements in the fresh concrete during casting.

To reduce possible deck cracking, the most suitable time of day to block the segment and cast the concrete had to be determined to limit the intensity of tensile stress and retard its appearance until the concrete had developed sufficient strength.

Locking the ends of the segmental deck sections was less problematic because the two parts to be connected had similar stiffness values. In these cases the two ends were tied with the rails used by the travellers, whose structure served as the formwork to pour the concrete in the closure segment (Fig. 30).

Figure 30. Locking a centre span.

6.5. Geometric monitoring

Geometric monitoring during construction was an arduous task due to the absence of nearby topographic references and poor visibility due to the fog that frequently covered the valley (Fig. 31).

Geometric monitoring of the deck entailed devising and adhering strictly to a positioning plan for each segment. In addition, the segments were subject to camber in the plan view because of the bridge curvature and the height of the piers. Transverse movements of up to 120 mm were foreseen at the pierheads during design stage. The maximum vertical precamber in the deck was 250 mm.

Precambers were assessed with software developed by the FCC Bridges Department to supplement commercial structural engineering software. This software, which calculates the deferred effects of concrete creep and shrinkage step by step over time, has been successfully used in the design and geometric monitoring of many bridges built by FCC.

Figure 31. Overview of the valley on a foggy morning.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

Figure 32. Overview of the finished bridge.

Steel rods were set into the joints at each segment to verify the fluctuations in its geometry over time and facilitate geometric monitoring. These rods were monitored topographically after each pair of segments was built.

The geometric error in the closure segments was under 2 cm with just two exceptions, in which one of the ends had to be ballasted to reduce the relative error and ensure an acceptable match.

7. Conclusions

Given the conditions imposed by the valley and the road layout, the best structural solution to span the river was a girder bridge with very tall piers. The viaduct ultimately built has three piers over 100 m tall, the most prominent being pier 4, whose 208-m shaft is one of the tallest in the world (Fig. 32).

The article discusses some of the most complex issues that had to be addressed during the design stage: wind action, the pier 4 foundations and 0 segment design.

A number of difficulties arose during the construction of the pier 4 foundations, but once surmounted, the rest of the structure was erected with no material incidents and very high performance in both pier climbing cycles and segmental deck construction.

The main bridge structure was completed in November 2012 and after other road works reached conclusion, the respective section of motorway was opened to traffic in September 2014.

8. Quantities

231,200 m^3, earthworks
23,690 m anchored mesh, slope stabilisation
2392 m^3 C-25 shotcrete, slope stabilisation
904 m, 1.5-m piles
261 m, 1.2-m piles
12,260 m^3 RC-25 concrete, foundations
19,629 m^3 RC-35 concrete, piers and abutments
16,055 m^3 of BC-40 concrete, deck
1,662,000 kg B-420 passive steel, foundations
3,516,000 kg B-420 passive steel, piers and abutments
2,268,000 kg B-420 passive steel, deck
770,000 kg Y-1860 active steel, deck

9. List of participants

Owner	SCT (Communications and Transport Secretariat)
Awardee	AUNETI (Globalvía, ICA)
Builder	CONNET (FCC Construcción, ICA)
Manager	Jorge Colonia (ICA)
General Site Supervisor	Sergio Lopes (FCC)
Chief Engineer	Víctor Hugo Macedo (FCC)
Structure Supervisor	Alberto Macías (FCC)
Viaduct Site Supervisor	Antonio Ortiz (ICA)
Design	FCC Construcción, Servicios Técnicos
Bridge design	José Ignacio González Esteban
	David Arribas Mazarracín
	José María Pérez Casas
	Pablo Bernal Sahún
Layout	José Manuel Núñez Holgueras
Soil mechanics	Alberto Escanilla
Prestressing and travelling	
Formwork	Freyssinet México
Pier formwork	PERI

References

[1] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004.
[2] C. Menn. Prestressed Concrete Bridges. Springer Verlag, Viena, 1986.
[3] S. Pindado, J. Meseguer, S. Franchini, Cargas de viento sobre elementos del puente de San Marcos y sobre vehículos sobre el mismo, Instituto Ignacio da Riva, Madrid, 2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025

[4] S.V. Larsen, S Geyer Terrain model study for Puente San Marcos, Mexico, Force Technology, Lyngby, 2008.
[5] S.V. Larsen Puente San Marcos, Mexico, Aeroelastic Full Bridge Model Test, Force Technology, Lyngby, 2008.
[6] Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento, AENOR, Madrid, 2007.
[7] Instrucción Sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera, IAP, España, 1998.
[8] Normativa sobre el Proyecto de Carreteras. Parte 6: Proyecto de Puentes y Estructuras; título 1: Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras; capítulo 4: Viento (N.PRY.CAR.6.01.004/1), Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2001.
[9] J.A. Jimenez Salas, Geotecnia y Cimientos, Rueda, Madrid, 1975.
[10] J. Mathivat, The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges, John Wiley and Sons, Paris, 1979.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/11/2025