ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Enero-Agosto 2016 | volumen 67 - números 278–279

Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz | España

www.bibliotecaacademica.com/hya
Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

DRAGADOS

Avda. del Camino de Santiago, 50 - 28050 Madrid
Tel: +34 913 439 300 - Fax: +34 913 439 400 www.dragados.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Foto de portada: Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz | España

HORMIGÓN y ACERO

Enero - Agosto 2016 | volumen 67 – números 278–279

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 (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

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

Todos los derechos reservados. El contenido de la pr esente publicación no puede ser r eproducido, ni transmitido por ningún pr ocedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de r ecuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la pr evia autorización por escrito del titular de los der echos de explotación de la misma.

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

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede ser r ealizada con la autorización de sus titular es, salvo excepción pr evista por la ley . Diríjase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográf cos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra.

Ni Elsevier ni la Asociación Científ co-Técnica del Hormigón Estr uctural tendrán r esponsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobr e personas o bienes que sean el r esultado de pr esuntas declaraciones difamatorias, violaciones de der echos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, pr oductos, instrucciones o ideas descritos en el pr esente material.

Aunque el material publicitario se ajusta a los estándar es éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni r efrendo alguno de la calidad o valor de dicho pr oducto, ni de las af rmaciones 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 or gánica 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 30/10/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

www.e-ache.com

www.elsevierciencia.com/hya

Enero-Agosto 2016 | volumen 67 - números 278–279
January-August 2016 | volume 67 - numbers 278–279

SUMARIO | CONTENTS

Presentación al número monográfico del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz vii

Introducción al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ix

Originales

Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
General overview of the project of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Javier Manterola Armisén, Antonio Martínez Cutillas 1

Concepción general e innovaciones en la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Innovations and conceptual approach to the construction of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Luis Miguel Viartola Laborda, Daniel Paunero Alonso, Víctor Manuel Jiménez Aguadero, José María Morejón López 21

Subestructura

Cimentaciones del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Foundations of the 'Constitución de 1812' Bridge over the Cadiz Bay
Alberto Fernández Eusebio, Manuel Pita Olalla 33

Recintos estancos en la cimentación marítima del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Temporary cofferdams for the marine foundations of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Jose Manuel González Barcina, Francisco Niño Tejedor, Héctor Bernardo Gutiérrez, Victor Manuel Jiménez Aguadero 37

Hormigón autocompactante sumergido en las cimentaciones marítimas del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Self-compacting, anti-washout underwater concrete for the marine foundations of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Juan Fernando Martínez Díaz, Pilar Segura Pérez, Héctor Bernardo Gutiérrez 43

Proyecto y construcción de las pilas y torres del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Design and construction of the piers and pylons of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Silvia Fuente García, Jesús de los Ríos de Francisco, Conchita Lucas Serrano, Antonio Martínez Cutillas 49

Duques de alba para protección de la torre en el mar del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Dolphins against vessels impact in maritime pylon of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Noelia González Patiño, José Manuel Domínguez 61

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tramo atirantado

Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Design of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay
Antonio Martínez Cutillas, Juan Antonio Navarro González-Valerio, Silvia Fuente García, Gonzalo Osborne Gutierrez 71

Bases y aspectos relevantes del cálculo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Design basis and relevant structural analysis of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay
Juan Antonio Navarro González-Valerio, Antonio Martínez Cutillas, Silvia Fuente García 87

El proceso constructivo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Construction process of the 'Constitución de 1812' cable stayed Bridge over the Cadiz Bay
Conchita Lucas Serrano, Antonio Martínez Cutillas, Juan Antonio Navarro González-Valerio 101

Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Detailed analysis and control of the construction process of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Juan Antonio Navarro González-Valerio, Conchita Lucas Serrano 111

Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Outstanding manoeuvres in the stayed section of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Conchita Lucas Serrano, Luis Peset González, Jesús de los Ríos de Francisco, José Manuel González Barcina 123

Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Geometric control of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay
Juan Antonio Navarro González-Valerio, Conchita Lucas Serrano 143

Modelización estructural avanzada en el proyecto y construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Advanced structural modelling for the design and construction of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay
Silvia Fuente García, Antonio Martínez Cutillas, Juan Antonio Navarro González-Valerio 159

Medios auxiliares y equipos especiales empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Deck construction equipment for the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay
José Luis Castro Rubal, Jesús de los Ríos de Francisco, Joaquín Arroyo Márquez, José Luis Salamanca García, José Luis Martínez Martínez 173

Sistema de atirantamiento del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Stay cable system in the cable-stayed segment of the Constitución de 1812 bridge over the Cadiz Bay
Jorge Sánchez de Prado, Nicolas Trotin, Patrick Ladret 185

Prueba de carga dinámica del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Dynamic load testing for the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay
Vicente Puchol de Celis, Jesús de los Ríos de Francisco, José Luis Castro Rubal 191

Auscultación dinámica de tirantes del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Dynamic auscultation of the cable stays of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay
Vicente Puchol de Celis 195

Viaductos de acceso

Empuje del viaducto de acceso del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Launching access viaduct of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Pilar Hue Ibargüen, José Manuel González Barcina 199

Tramo desmontable del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Removable deck of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Antonio Martínez Cutillas, Fernando Espinosa de los Monteros Churruca, Manuel Escamilla García-Galán 209

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Construcción del viaducto de acceso desde Puerto Real del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Construction of the access viaduct from Puerto Real side to Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Javier Pascual Santos, Diego Pajuelo Gallardo, Antonio Carnerero Ruiz, Francisco de Borja Mendizábal del Arco, Pablo Campos Acebo 221

Aspectos generales

Control de la estructura metálica en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Steel structure control in the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Adrián Gastesi Iriarte 235

Ensayos de viento para el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Wind studies for the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Miguel Ángel Astiz Suárez, Svend Ole Hansen, José María Terrés Nícoli, José Meseguer Ruiz 245

Control operativo frente a los efectos del viento en la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Operational wind clima control for the construction of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
José María Terrés-Nícoli, Christian Mans 255

Instrumentación, monitorización y análisis del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Instrumentation, monitoring and analysis of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Vicente Puchol de Celis 261

Acabados y unidades complementarias en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Finishes and complementary works in the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Eduardo D. Gutiérrez García, Antonio Vecino Rubio, Daniel A. Sánchez Segura, José Luis Ruiz Mejías 267

Sistema de aseguramiento de calidad en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Quality assurance system at the Constitucion de 1812 Bridge over the Cadiz Bay
Rocío de los Reyes Cadenas, Juan Manuel Gomá Matilla 273

Aspectos generales y casos concretos de los trabajos de supervisión estructural del proceso constructivo y medios auxiliares del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz
Structural site supervision about erection procedure and temporary works in the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay: General aspects and specific cases of study
Alejandro Castillo Linares, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Manuel Ángel Díaz García, Marcos Jesús Pantaleón Prieto 277

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

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)

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 - 1º Dcha
39003 SANTANDER

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
C/ Acanto, 24 - 4º
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 - 2º
28003 MADRID

OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alcalá, 54 - 1º 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 30/10/2025

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:

AEFHOP
armatek SISTEMA CONSTRUCTIVO
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.
AEFACER ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE ARMADURAS PARA HORMIGÓN
BASF We create chemistry
BIS structures
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.
INTEMAC
JULIÁN ARUMÍ, S.L. PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
MeKano4 MK4
OHL
PACADAR
PERI ENCOFRADOS ANDAMIOS
PRECON
Pujol Prefabricados de Hormigón
prevalesa PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
PROES
RETINEO
REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON
Siegrist y Moreno S.L.
split
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
ULMA
VSL

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Presentación al número monográfico del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Conchita Lucas Serrano

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Coordinadora del número monográfico dedicado al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Madrid, abril 2016

La idea de dedicar un número monográfico al puente de Cádiz, finalmente bautizado puente de la Constitución de 1812, se forjó durante la construcción de esta gran obra, pues se vio la necesidad de recoger de la forma más exhaustiva posible todos los aspectos de cálculo y constructivos que estábamos abordando —los que se habían analizado ya desde la fase de proyecto y planificación de la obra, y los que fueron surgiendo a medida que avanzaba la construcción—, pues constituiría, seguro, un documento de interés para la comunidad científico-técnica.

Para intentar dar cabida a los numerosos aspectos estructurales de relevancia presentes en el puente de Cádiz, y al contrario de lo que viene siendo habitual en Hormigón y Acero, donde encontramos5o6artículos en cada número, este volumen monográfico se ha diseñado con 28 artículos, de diferente extensión en función del tema que traten. De esta forma se han podido incluir numerosos aspectos del puente que, de otra manera, habrían quedado fuera; y además, ha permitido participar a muchas más personas, tratando específicamente los temas a los que se dedicaron durante la ejecución o el proyecto del puente.

Hay que agradecer por tanto al Consejo Editorial de la revista, representado por Luis Ortega Basagoiti y Gonzalo Arias Hofman, Director y Secretario de Hormigón y Acero, respectivamente, su flexibilidad y disposición para considerar este formato algo diferente del habitual, que nos ha permitido no solo diseñar este volumen con los criterios anteriormente señalados, sino también la posibilidad de hacer un número doble, debido a la gran cantidad de temas de interés a tratar.

Pero sí es importante señalar al lector que esta estructura de volumen monográfico obliga a una lectura completa del mismo, pues los artículos se complementan unos a otros y, leídos de forma independiente, el lector puede perder información. Hemos pensado que era mejor que cada autor se centrara en un tema concreto, el que iba a desarrollar, sin introducciones ni preámbulos, en vez de incluir datos que de otro modo se habrían repetido de forma innecesaria.

El volumen está estructurado en 5 partes. En la primera se incluyen la presentación de la obra y 2 artículos introductorios, en los que se describen las líneas maestras del proyecto y la construcción del puente. A continuación hay un grupo de textos en los que se describen los aspectos más relevantes de la subestructura. En el tercer bloque se aborda con detalle el tramo atirantado, desde el punto de vista del proyecto y de la ejecución. Le sigue el apartado de los viaductos de acceso, donde se incluyen artículos sobre el tramo desmontable y las estructuras de acceso desde Cádiz y Puerto Real. Y se cierra el número con una última parte en la que se abordan aspectos generales, comunes a todos los tramos del puente, y que consideramos de gran interés y singularidad para el lector.

No queremos terminar esta presentación sin agradecer a los autores su desinteresada colaboración, pues cuando les llamamos para contarles la idea del monográfico y les pedimos un artículo, casi con el título ya puesto, todos se mostraron encantados con la idea y dispuestos a colaborar. También queremos hacer una mención especial a las empresas anunciantes, que han permitido que este volumen doble se edite íntegramente en color, pues de no ser por su colaboración el volumen no habría tenido este acabado final.

Y por último, queremos dejar constancia de nuestro agradecimiento especial al gran equipo humano que ha participado en esta obra, tanto en el proyecto como en la construcción, y que, aunque no figure en ninguno de los artículos de este volumen, han contribuido a que esta obra llegara a buen puerto.

Ficha técnica de la obra

Propiedad:

– Ministerio de Fomento. Gobierno de España

Proyecto:

– Carlos Fernández Casado, S.L.
– Ginprosa Ingeniería, S.L.

Construcción:

– Dragados, S.A.

Asistencia técnica a la dirección de obra:

– Ginprosa Ingeniería, S.L.
– Apia XXI, S.A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Asistencia técnica a la construcción:
– Carlos Fernández Casado, S.L.
– Aleph Consultores, S.L.P.
– Brissa, S.L.
– Ines Ingenieros Consultores, S.L.
– Tecnalia

Talleres metálicos:
– Tecade, S.A.
– Megusa, S.L.
– Dragados Offshore, S.A.

Tirantes:
– Freyssinet, S.A.

Heavy lifting:
– ALE

Empuje del viaducto de acceso desde Cádiz:
– Mekano4

Pretensado tramo hormigón:
– VSL Construction Systems, S.A.

Encofrados y cimbras:
– Ulma Construction
– Peri S.A.U.

Cimentaciones:
– Geocisa S.A.
– Terratest

Leica Captivate
3D para todo, 3D en todas partes

Con Leica Captivate, incluso los datos más complejos se convierten en útiles modelos 3D para medir, comprobar, replantear y escanear. Simplifica el trabajo de campo y de oficina mediante aplicaciones sencillas con tecnología táctil. Leica Captivate genera modelos 3D realistas de la manera más fácil.

Be Captivated

Visite **www.leica-geosystems.com/becaptivated** para saber más y solicitar una demostración.

Leica Geosystems SL
Barcelona · Bilbao · Madrid · Sevilla y Valencia
Teléfono: 917 440 740 · info.comercial@leica-geosystems.com
www.leica-geosystems.es

- when it has to be **right**

Leica Geosystems

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/09/2026 por Sra. Lucas Serrano NIF: 50312409-R

Introducción al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Fernando Pedrazo Majarrez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Estado, Director de la obra

Es necesario iniciar esta introducción con el justo agradecimiento a ACHE por su interés en documentar la construcción del nuevo puente sobre la bahía de Cádiz, bautizado finalmente como puente de la Constitución de 1812; además de también agradecer expresamente la invitación a redactar la presentación del trabajo.

Para cualquiera familiarizado con la ingeniería civil que sea capaz de intuir el mundo que subyace bajo una gran obra, el puente de la Constitución de 1812 se autoexplica con la mera descripción de las principales magnitudes de su configuración y de los medios auxiliares involucrados en sus diversos procesos constructivos. El resto de los comentarios resultan ya, hasta cierto punto, superfluos o anecdóticos. No obstante, ante la necesidad de ahondar en la profundidad, es cierto que este caso mantiene algunas singularidades dignas de reseña.

Si atendemos a nuestras condiciones socioeconómicas, se trata, sin duda, de una obra importante, que se encuentra a la altura de otras semejantes de nuestro entorno y nos sitúa plenamente dentro de grupo de países con solvencia técnica para afrontar satisfactoriamente un proyecto complejo de pura ingeniería estructural. Pero desde una apreciación más personal, considero que esta obra, además, mantiene una gran carga simbólica.

El puente de la Constitución de 1812 cierra una etapa donde la ingeniería estructural española ha lucido con todo su esplendor en el ámbito doméstico. Creyendo necesario matizar el alcance de esta afirmación, debo añadir que la acotación al ámbito nacional deriva de que las obras han sido desarrolladas por profesionales formados en nuestras universidades, por empresas y contratos regidos por nuestra legislación y utilizando medios auxiliares básicamente procedentes de recursos propios. Las diversas estructuras realizadas se extienden a lo largo y ancho de nuestra geografía, como muestra permanente del talento colectivo.

Por otro lado, se trata también de una obra frontera, que marca la cumbre de los procedimientos organizativos y métodos de trabajo tradicionales, apuntando hacia las reformas necesarias para el inicio de una nueva etapa, que necesariamente pasa por seguir afrontando los trabajos domésticos, a la vez que por asumir el reto de competir a una escala geográfica global. La evolución a que esta situación obliga, además de muy enriquecedora, resulta inevitable.

Sin duda, ahora ha llegado la época de medirse con los mejores. Aunque no se puede decir tampoco que no dispongamos de experiencia en ello, es cierto que esta situación está pasando de ser excepcional a convertirse en ordinaria, y hemos entrado en ella de forma ciertamente traumática.

Retornando a la obra que nos ocupa, el puente de la Constitución de 1812 constituye una estructura compleja, en el genuino sentido de la palabra; se trata de una estructura compuesta por otras estructuras de distintas tipologías, que interactúan de una forma más o menos simple. Esto no supone en sí un aspecto destacable hoy en día, pues todos los grandes puentes conllevan estructuras de aproximación, pero lo es para nosotros si tenemos presente la diversidad de tipologías, la magnitud de las luces involucradas y la forma de establecer la conectividad entre tramos. Si bien el propio monográfico presentará a los principales actores y los datos técnicos de la obra, seguidamente se darán unas pinceladas descriptivas de los trabajos acometidos.

Es importante señalar que el puente se proyectó para alojar 6 carriles de carretera, aunque posteriormente se han dedicado 2 al transporte colectivo, ya sea mediante tranvía o autobús. La obra constituye un verdadero catálogo de soluciones, que incluye 5 tipologías estructurales básicas, con procesos constructivos muy diversos y singulares.

Tomando como referencia Cádiz y avanzando en sentido Puerto Real, el puente se inicia con un tramo de tablero continuo de sección mixta de 581 m de longitud total y luz máxima de 75 m, sustentado en pilas tipo «palmera» cimentadas en el mar. Ha sido construido mediante empuje, venciendo el 5% de inclinación de su rasante. La cimentación de las pilas marinas está constituida por encepados de pilotes y han sido construidos con el auxilio de grandes cajones metálicos, que se transforman posteriormente en recintos estancos.

El siguiente puente es un vano isostático de 150 m de luz, resuelto por una estructura completamente metálica de un cajón central de canto variable (entre 3 y 8 m) de 10 m de ancho y dos voladizos laterales de 11,6 m, que sirven de soporte a una losa ortótropa. Este tramo se caracteriza por la posibilidad de su desmontaje ante circunstancias extraordinarias en las que sea necesario superar el amplio gálibo de 69 m que proporciona el puente. La estructura se construyó casi por completo en tierra, siendo necesario su transporte, embarque y traslado hasta el lugar de izado, donde fue necesario elevar sus 4.000 t de peso.

A continuación, se emplaza la estructura más singular de todas: el tramo atirantado del puente de la Constitución de 1812, que con sus 1.180 m de longitud incluye un vano central de 540, flanqueado por 2 vanos de compensación de 200 m y 120 m, que se sustentan también en pilas tipo «palmera».

Desde el punto de vista formal, mantiene un esquema clásico, con 2 torres en «diamante» y doble atirantamiento múlti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

ple en semiabanico hacia los bordes de su tablero mixto de 3 m de canto. Cada pilono dispone de 44 parejas de tirantes, que suman un total de 176 tirantes, alojando algunos hasta 91 cordones. La elevada cota a que se emplaza el dintel viene derivada de que el canal de navegación de la bahía discurre bajo su vano central y ha obligado también a suplementar la base de las torres con un fuste. La mejora del diseño proviene del tratamiento aerodinámico de la sección transversal y de la utilización de cajones metálicos en el mástil de atirantamiento de las torres.

El proceso constructivo se ha desarrollado mediante avance en voladizos sucesivos compensados, con dovelas ordinarias de 20mde longitud que abarcan 2 parejas de tirantes, lo que implicó la utilización de grandes medios auxiliares para su izado, que llegaron a alcanzar las 1.000 t. Las cimentaciones marinas se resolvieron como en el tramo anterior, aunque la dimensión del cajón estanco correspondiente a la torre de atirantamiento resulta sustancialmente mayor.

Este tramo resulta un digno hermano mayor de los puentes atirantados de Barrios de Luna y Rande, superando con holgura las luces de los mayores arcos que hemos podido desarrollar hasta la fecha en España.

Inmediatamente después se emplaza el tramo de hormigón pretensado de una longitud total de 1.182 m. En su primera parte está constituido por un primer puente continuo de sección cajón tricelular de 35 m de ancho y 3 m de canto, sustentado sobre pilas pórtico. La luz máxima es de 75 m. Esta estructura destaca por la complejidad que adopta el sistema de pretensado, donde los tendones, lejos de contenerse en un plano, siguen un trazado tridimensional. Su ejecución se realizó en 2 fases, inicialmente se ejecutó el cajón del núcleo central sobre cimbra porticada apoyada en encepados pilotados, para posteriormente permitir el paso de un carro de encofrado, que permitía completar las alas de la sección.

Su segunda parte resulta más convencional, y se resuelve mediante una losa aligerada de hormigón pretensado de 2 m de canto, que se ejecutó sobre una cimbra cuajada, apoyada en el terreno previamente sobre consolidado. El apoyo de dintel se realiza también sobre pilas pórtico y la luz máxima es de 40 m.

Las soluciones de transición entre tramos resultan muy diversas, desde la simple conexión mediante juntas de dilatación con el tramo desmontable, la continuidad directa de secciones entre el tramo atirantado y el de hormigón, o la existencia de un vano de transición de canto y tipología entre los tramos de hormigón.

Como resumen, podemos afirmar que la esencia de esta obra es el manejo de grandes cargas, que han exigido importantes medios auxiliares, tanto diseñados y fabricados expresamente, como ya directamente disponibles en el mercado. También la prefabricación y el premontaje han desempeñado un papel destacado.

El tramo atirantado o el tramo desmontable constituyen estructuras prototipo en las que se puede utilizar la experiencia de obras anteriores para extrapolar las analogías, pero que, debido a la escala en que se desenvuelven los trabajos, surgen necesariamente situaciones sin precedentes que es necesario afrontar. ¿O se puede prever que el tramo atirantado pueda entrar en resonancia durante los izados con la propia marea?, o el desgaste y fallo de materiales, o el simple e inevitable error humano; causas todas ellas que, en obras de menor escala, pueden tener efectos despreciables y que aquí pueden generar consecuencias catastróficas. La más evidente prueba de lo señalado es que el magnífico equipo de profesionales involucrados en los trabajos, desde la constructora, hasta a las diversas ingenierías que han colaborado, además de disponer de la más alta capacitación, han necesitado seguir aprendiendo, lo que supone un claro reflejo de la magnitud de la tarea que se afrontaba. Pese al esfuerzo económico realizado, que en total acabará rondando los 500 millones de euros, los retornos de esta actuación están garantizados, puesto que se trata de una obra plenamente urbana, en la que su intensidad media de tráfico supera ya los 20.000 vehículos/día, generando un ahorro significativo en tiempo y combustible, además de otros beneficios más difíciles de cuantificar.

Tal como se ha expuesto, esta obra ha supuesto un reto técnico, económico, administrativo y también humano, del cual, como país, no hemos sabido extraer todo el partido que una empresa de tal magnitud justifica. Hubiera permitido realizar varios programas de divulgación, al más puro estilo norteamericano, que se convertirían en carta de presentación a nivel mundial de nuestra tecnología, de nuestras empresas constructoras y, en definitiva, de todos nuestros profesionales. Pero la madurez de nuestro sistema no alcanza todavía a tanto, ya lo aprenderemos.

Quiero también señalar que hay algunas palabras muy medidas en esta introducción y que requieren aclaración. En todo momento se ha hablado de profesionales, constructora e ingenierías.

Profesionales, puesto que, a mi juicio, es la más bella palabra que se puede dedicar a alguien que ha encontrado disfrute personal en su desarrollo laboral. Constructora, no contratista, porque en las grandes obras, la labor del adjudicatario no se limita a prestar un simple servicio de traslado a obra de lo proyectado; es necesario construir, en el más puro sentido de la palabra, aportando la experiencia adquirida y la capacidad financiera de movilizar unos medios excepcionales. Ingeniería, no asistencias, porque por el mismo motivo anteriormente señalado, se aporta una gran experiencia en técnica pura y en su desarrollo a la hora de afrontar los problemas de la construcción.

Se debe dejar constancia, por último, de que esta obra no se habría resuelto sin el empeño de la Subdirección de Construcción y de la propia Dirección General de Carreteras. En un tiempo donde lo fácil era mirar para otro lado, tuvo el enorme coraje de enfrentarse al problema y actuar.

Sirva pues este monográfico como muestra del trabajo desarrollado por el magnífico grupo de profesionales congregados en esta aventura; y espero que sepan vislumbrar al resto de partícipes, que, debido al simple motivo del limitado espacio disponible, no han podido ser convocados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):1–19

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

General overview of the project of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Javier Manterola Armisén y Antonio Martínez Cutillas *

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España

Recibido el 2 de diciembre de 2015; aceptado el 5 de febrero de 2016
Disponible en Internet el 4 de julio de 2016

Resumen

El nuevo puente sobre la bahía de Cádiz tiene una longitud total de 3.092 m y cruza la bahía desde la ciudad de Cádiz hasta la de Puerto Real. El puente principal es un puente atirantado con una luz de 540 m, vanos de compensación de 200 m y un gálibo de navegación de 69 m.

Se han empleado diferentes procedimientos de construcción totalmente adaptados a las distintas tipologías empleadas y a su ubicación en mar o tierra. El puente atirantado principal se construyó por voladizos sucesivos con dovelas de 20 m de longitud. El viaducto de acceso situado sobre el mar se construyó por medio de empuje desde el estribo del lado de Cádiz. El viaducto de acceso situado sobre tierra en el lado de Puerto Real se construyó vano a vano por medio de una cimbra aporticada. El tablero simplemente apoyado de 150 m se izó desde ambas pilas con la ayuda de una barcaza.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente atirantado; Puente mixto hormigón-acero; Puente de hormigón pretensado; Puente de acero; Construcción por voladizos sucesivos; Construcción por izado; Construcción por empuje; Construcción sobre cimbra

Abstract

The new bridge over Cadiz Bay has a total length of 3,092 m and crosses from the city of Cadiz to Puerto Real. The main bridge is a cable stayed deck with a 540 m. main span, 200 m. approach span, and a vertical clearance for navigational purposes of 69 m.

Different construction techniques have been employed, and have been adapted to the different bridge typologies, and to its location in the sea or on land. The cable stayed main bridge is being built using a free cantilever system with segments 20 m long. The approach viaduct over the sea is being built by segments incrementally launched from Cadiz side. The approach viaduct on Puerto Real side is being built by span by span by means of a shoring framework. The simply supported 150 m main span will be lifted from both piers with a barge.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cable stayed bridge; Composite concrete-steel bridge; Pre-stressed concrete bridge; Steel bridge; Free cantilever construction; Lifting construction; Launching construction; Scaffolding construction

1. Introducción

El acceso a Cádiz desde el puente de Carranza o desde la autovía del Sur obligaba a atravesar toda la ciudad por la Av. de Andalucía hasta llegar al puerto y la ciudad vieja.

El tráfico viario se congestionaba en dicha avenida, cuando se podía circular por el puente de José León Carranza, atascado a su vez por el excesivo tráfico. Por esta razón las autoridades del Ministerio de Fomento quisieron cumplir la vieja pretensión de la ciudad de realizar un nuevo acceso que desde Puerto Real llegase a Cádiz de una manera directa, desembocando al otro lado de la Ciudad en la Av. de la Bahía, junto al puerto y la parte vieja de la ciudad (fig. 1).

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: amartinez@cfcsl.com (A. Martínez Cutillas).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.02.002
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. Vista general. Fuente: DRAGADOS UTE.

El canal de navegación de la bahía situado junto al muelle de la Cabezuela, Puerto Real, tiene 400 m de anchura y 14 m de profundidad, gálibo que las autoridades portuarias extendieron hasta 540 m para que no se ocupara la orilla del muelle de la Cabezuela, donde tenían que operar las grúas de servicio del puerto y para facilitar las maniobras de los barcos (fig. 2). Una de las pilas, la del Muelle de la Cabezuela, se desplazó del cantil 70 m dentro del mismo para permitir las operaciones de las grúas de servicio de carga y descarga. Desde el punto de vista del gálibo vertical, las máximas pendientes compatibles con el tráfico viario y la distancia a la que el canal de navegación se encuentra de Cádiz hace que la calzada alcance la formidable cifra de 69 m, uno de los puentes más altos del mundo.

No obstante, por insistencia de los astilleros Navantia, situados en el interior de la bahía, solicitaron un gálibo vertical libre de 100 m con un gálibo horizontal de 140 m. Para ello fue necesario proyectar un puente basculante de 185 m de luz y 245 m de longitud. El mayor de España en su tipo. Con posterioridad, este concepto se modificó por el de un tablero con posibilidad de ser desmontado ante la necesidad de paso de un artefacto excepcional. Este tramo desmontable está formado por un tablero simplemente apoyado de 150 m de luz (fig. 1).

Figura 2. Esquema de accesos a la Ciudad de Cádiz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

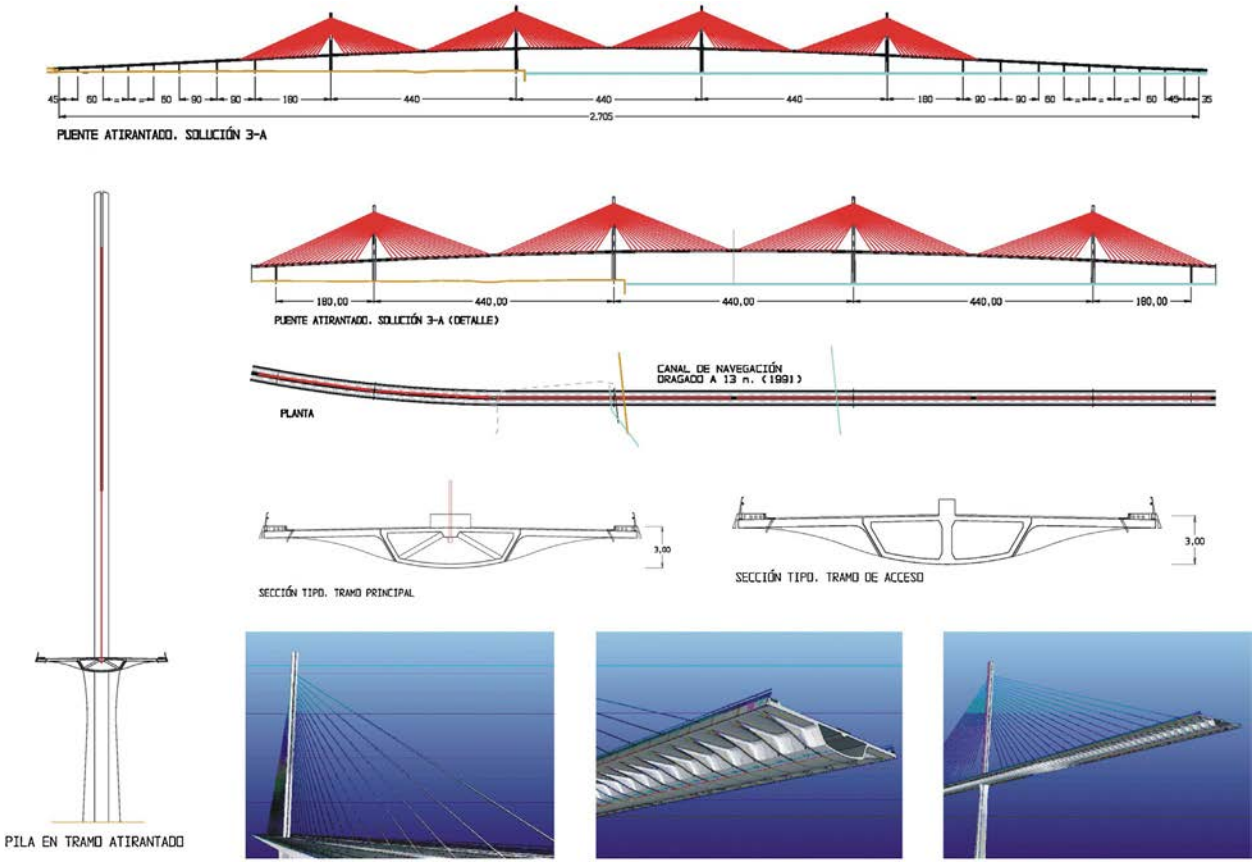


Figura 3. Estudio previo de soluciones con puente atirantado multivano.

Figura 4. Estudio previo de soluciones con arco de tablero inferior.

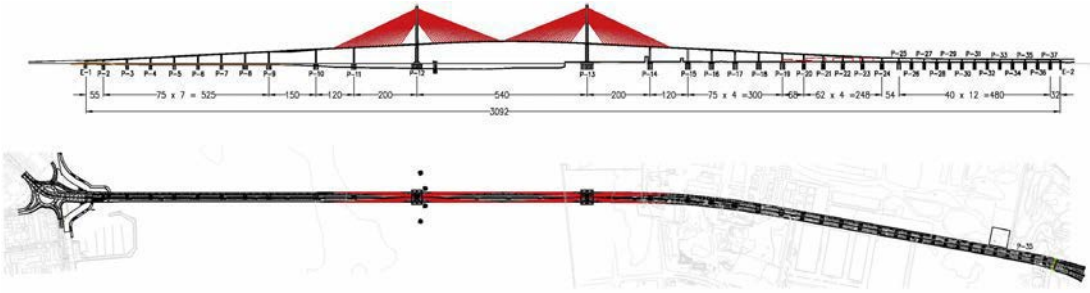


Figura 5. Alzado y planta general del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 6. Vista general del puente.

2. Estudio de soluciones

En la figura 2 se representa la planta general de ubicación del puente donde se observa a la izquierda la ciudad de Cádiz, Puerto Real a la derecha y en medio la bahía. Se distinguen también dos trazados, el de abajo correspondiente al actual puente de Carranza y el nuevo, el superior que atraviesa Puerto Real, el muelle de la Cabezuela y desemboca en Cádiz junto al puerto. Cruza el canal de navegación, señalado en la figura con dos líneas blancas, que destaca 400 m junto al muelle de la Cabezuela.

Salvar una bahía de aproximadamente 1.500 m cruzada por un puente tiene muchas posibilidades; la tentación de hacer un puente atirantado de varios vanos es bastante grande. A fin de cuentas, sin otro dato, el mar es igual en todas partes lo que nos llevaría a las soluciones de la figura 3. Pero esta solución tiene varios inconvenientes.

El mar es igual superficialmente pero la profundidad varía de manera que solo en el canal de navegación tiene 14 m, lo que permite el paso de grandes barcos. En el resto, la profundidad puede variar hasta los dos metros, por lo que solo es posible la navegación de pequeñas embarcaciones. De manera que el puente atirantado continuo de varios vanos responde más a una cuestión estética que a una razón funcional y constructiva. Es por tanto muy cara, por lo que fue desechada rápidamente. Las soluciones estaban abocadas al proyecto de un tramo único de más de 400 m de luz sobre el canal de navegación y un viaducto de acceso de gran longitud.

Se planteó un arco con tablero inferior (fig. 4), construible en voladizos sucesivos atirantados desde dos torres metálicas situadas sobre las pilas que van a cimentar el puente. Esta solución es muy posible hoy en día, pero finalmente nos decidimos por una solución atirantada sobre el canal de navegación con sendos viaductos de acceso, uno viniendo de Puerto Real y otro desde Cádiz.

Realmente esta no es una solución deducida por eliminación de las anteriores; es una solución partida, como las que se utiliza normalmente para problemas similares, que sin duda es la más adecuada pero que no impide pensar en otras.

Figura 8. Infografía de la configuración de tráfico y equipamientos de la sección transversal.

Figura 7. Fuste superior de la torre.

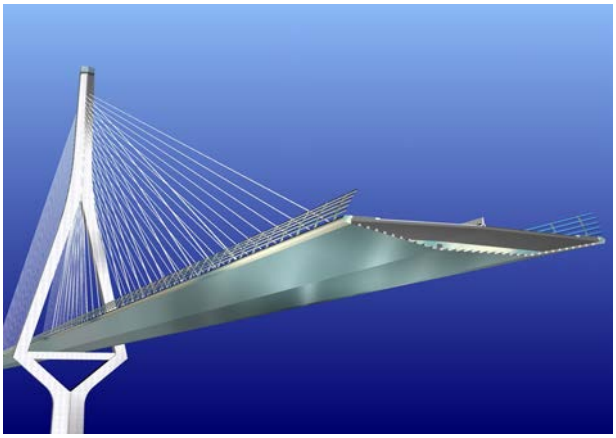


Figura 9. Infografía de la sección transversal del tablero y la torre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 10. Izado de dovela antes de la llegada a los primeros tirantes.

3. Descripción y planteamiento general

El puente, propiamente dicho, se puede dividir en cuatro tramos distintos dependiendo de sus diferentes características funcionales. Los cuatro tramos descritos están uno a continuación de otro, empezando por Cádiz y terminando por Puerto Real [1–4].

- Tramo viaducto de acceso del lado de Cádiz, corresponde al acceso al tramo principal, desde el lado de Cádiz; longitud 580 m.
- Tramo desmontable; longitud 150 m.
- Tramo puente principal, es el puente atirantado situado sobre el canal de navegación y sus compensaciones atirantadas; longitud 1.180 m.

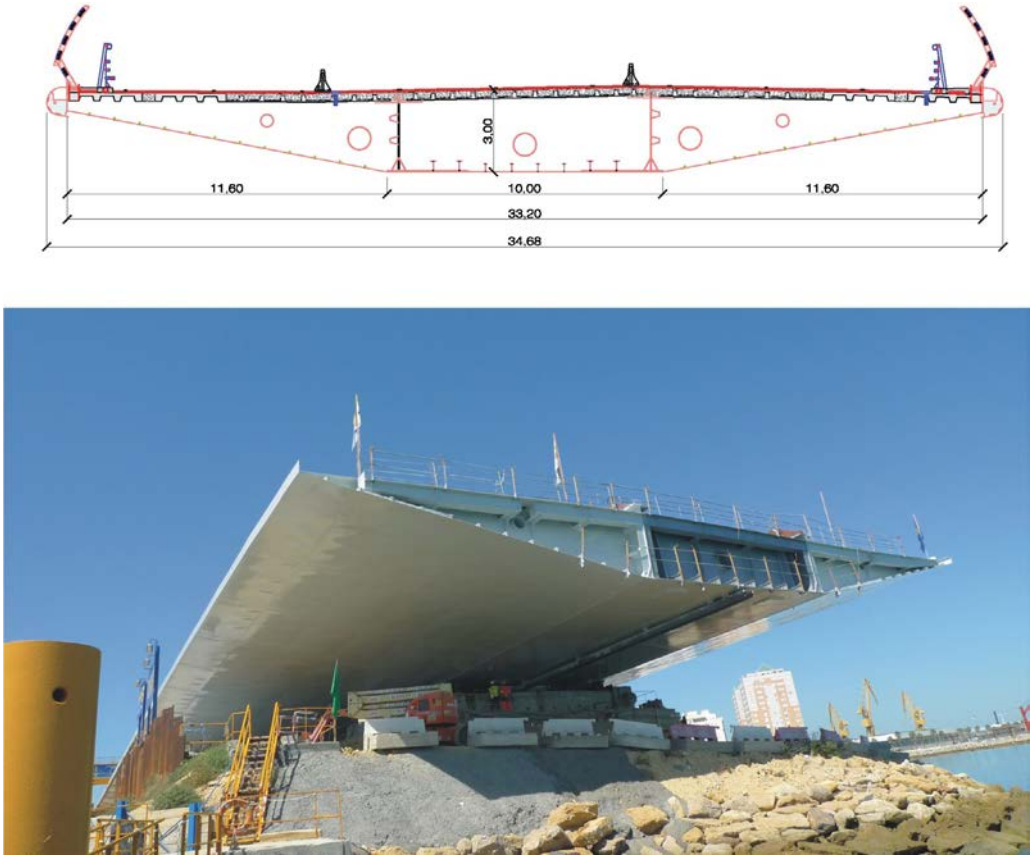


Figura 11. Sección transversal del viaducto de acceso al lado de Cádiz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 12. Empuje del tablero con la torre de atirantamiento provisional.

- Tramo viaducto de acceso del lado de Puerto Real, corresponde al acceso al tramo principal desde Puerto Real; longitud 1.182 m.

La longitud total del puente es de 3.092 m (fig. 5). Es uno de los puentes continuos de mayor longitud de España y uno de los mayores puentes del mundo (fig. 6).

El tramo principal corresponde al puente situado sobre el canal de navegación y constituye la razón de ser última del puente: proporcionar un nuevo acceso a Cádiz, saltando sobre el canal de navegación, principal entrada al puerto, sin que se produzcan interrupciones del tráfico rodado, como pasa en el puente de Carranza, que tiene que abrirse y cerrarse sucesivamente para permitir el tráfico de barcos. En este caso la interrupción sería

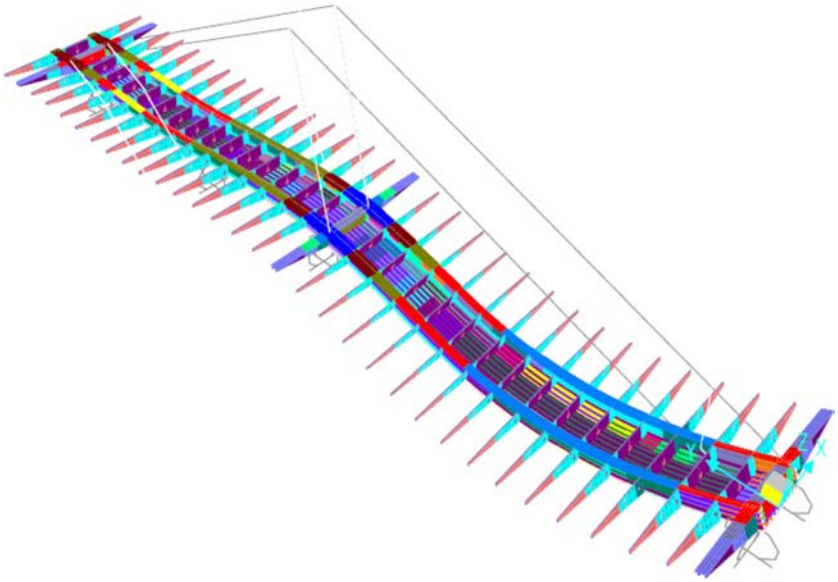


Figura 13. Cálculo del empuje y deformada del dintel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 14. Otras vistas del proceso de empuje del tablero del viaducto al lado del acceso a Cádiz.

mucho mayor dado que el tráfico de navíos es infinitamente más intenso.

Razón esta por la que el puente sobre la bahía de Cádiz, con sus 69 m de gálibo vertical libre, es uno de los más altos del mundo. Mayor que todos los de Nueva York y San Francisco. Mayor que todos los europeos, los existentes en Portugal, Francia, Inglaterra y las grandes conexiones entre Suecia y Dinamarca, puente de Oresund y los que unen las islas de Dinamarca entre sí, Gran Belt y pequeño Belt.

Figura 15. Fuste de las pilas.

Esta misma razón y las condiciones de maniobrabilidad de los barcos a la entrada al puerto, es lo que ha determinado que la autoridad portuaria solicitase una luz libre de obstáculos de 540 m. Solicitud que ha sido cumplida.

La solución que la tecnología actual recomienda para un caso como este es la utilización de un puente atirantado, que desde torres de 180 m de altura cuelgue, por medio de 176 tirantes, los 540 m del vano principal y los 320 m de cada uno de los dos vanos de compensación (figs. 6 y 7).

El tablero tiene 34,30 m de anchura, correspondiente a cuatro carriles de circulación, dos en cada dirección de 3,5 m de anchura, dos vías de tranvía y los arcenes, defensas, alojamiento de los tirantes y pantallas para proteger el tráfico del viento, necesarios para la perfecta funcionalidad del puente (fig. 8). La zona de vías del tranvía se ha dedicado provisionalmente a un carril bus, a la espera de la ejecución de dicho tranvía.

La estructura de este tablero debe ser ligera, aerodinámica y esbelta, por tanto de estructura mixta, acero y hormigón, de 3,00 m de canto y bordes perfectamente perfilados (fig. 9).

Su construcción se realizó por avance en voladizo; el dintel se dividió en dovelas de 20 m de longitud, que fueron montadas en el Muelle de la Cabezuela y se llevaron por flotación hasta el puente, donde fueron izadas por medio de carros-grúa móviles situados en la punta delantera de los voladizos.

Una vez izadas se procedió a su soldadura con el tramo ya construido y al atirantamiento desde la torre. Inmediatamente se continuó con el armado y el hormigonado de la losa superior y retesado de los tirantes (fig. 10).

4. Viaducto de acceso al lado de Cádiz

Este acceso tiene 580 m de longitud y está formado por un dintel de estructura mixta que salta sobre las pilas separadas entre sí $55 + 7 \times 75$ m. El tablero tiene 3,00 m de canto total con una losa de compresión de 30 cm.

Se ha procurado en todo momento tener una sección muy perfilada y constante o casi constante a lo largo de todo el viaducto. Las almas centrales, por tener que deslizarse sobre los apoyos, se remetieron un poco hacia el interior (fig. 11).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 16. Colocación de los recintos de la torre de la bahía.

Con el fin de optimizar la distribución de chapas, la sección metálica resistente es el cajón monocelular central, cumpliendo las chapas inclinadas una función exclusiva de carenado. La separación entre los diafragmas intermedios es de 5 m. El proyecto de la losa de hormigón se ha realizado conservando el equilibrio entre la máxima prefabricación e industrialización y la reducción de su peso ya que se trata de una acción muy importante en este rango de luces. Con este criterio, las secciones de las zonas de centro de vano (50 m centrales), las zonas entre almas y parte de los vuelos, la losa está formada por prelosas prefabricadas nervadas colaborantes, apoyadas entre diafragmas, en el que parte de la misma se hormigonaba en segunda fase. El resto de la sección se realizaba con losas nervadas hormigonadas in situ a partir de un encofrado perdido de chapa grecada (fig. 11). En las secciones de apoyo (25 m), salvo en la zona de almas en la que fue necesario disponer de gran capacidad de conexión entre el hormigón y el acero, las losas eran, en su mayor parte nervadas.

El tablero se construyó por empujes sucesivos de solo la parte metálica. El empuje de los vanos de 75 m se realizó con la ayuda de un atirantamiento provisional (fig. 12).

En la figura 13 se representa una fase de este empuje y la deformada del dintel cuando se activan los tirantes. En la

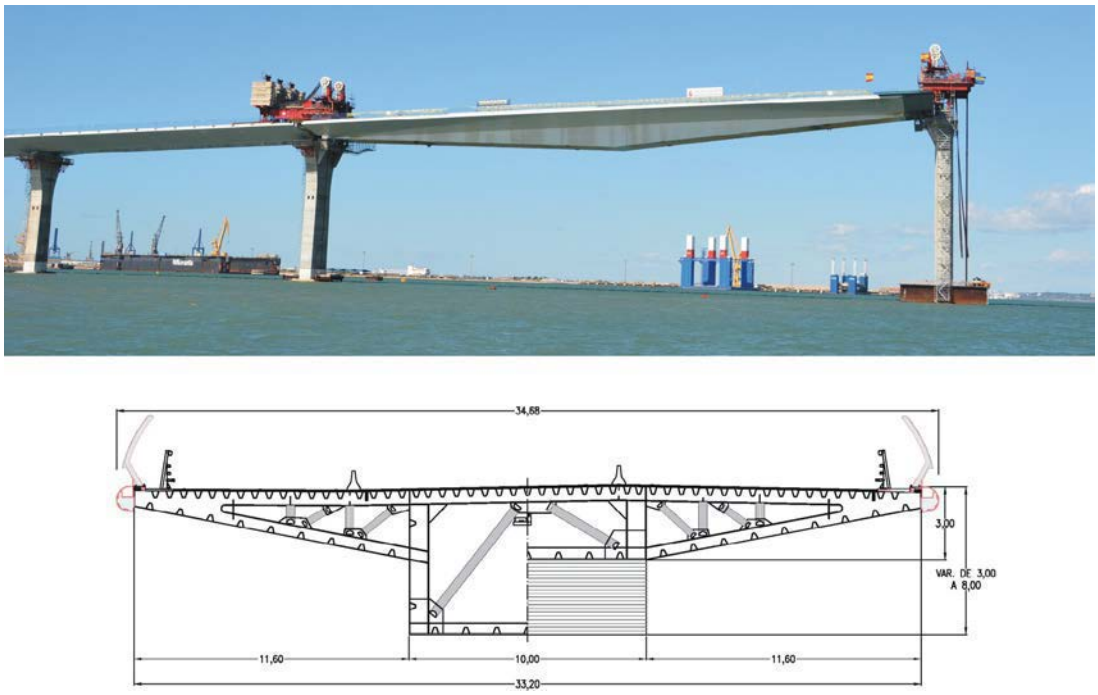


Figura 17. Alzado y sección transversal del puente desmontable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 18. Izado del tramo desmontable.

figura 14 se ve el tablero durante el empuje. Una vez terminado el empuje se colocó la losa por medio de placas prefabricadas aligeradas.

4.1. Pilas

La geometría de las pilas de este puente se obtiene a partir de una forma básica. La sección transversal de las mismas se genera con dos trapecios unidos por su base más ancha, manteniendo la longitud de las dos bases constantes y variando la altura de los trapecios a lo largo de todo el fuste de las pilas para variar el canto transversal a lo largo de la altura. De este modo, el canto longitudinal permanece constante y las superficies de la pila son alabeadas.

En la parte superior las pilas tienen una anchura constante para recoger el dintel (fig. 15) y varían hacia abajo sin más que mover la base pequeña del trapecio variando la altura del mismo, ganando canto transversal conforme más altas son las pilas, cuyas alturas varían desde 8,0 m a 52,5 m. Las dimensiones en la cimentación de la pila más alta son de 4,00 × 10,5 m, este último valor se reduce a 4,2 m en la cintura de la pila bajo el capitel. En la parte superior de este su dimensión es la del ancho del dintel que soporta, 10,5 m. En el borde la pila tiene 2,9 m.

Las cimentaciones de estas pilas son pilotadas; se utilizaron recintos metálicos para sujetarse a los pilotes previamente ejecutados. Se vertió a posteriori una capa de hormigón que impermeabilizaba el recinto, pudiendo a continuación proceder a armar y hormigonar el encepado en seco (fig. 16).

5. Tramo desmontable

La presencia de este puente responde a una petición de los astilleros Navantia para permitir el paso de barcos de más de 69 m de altura, máximo posible a cruzar bajo el puente principal. Esta coyuntura es muy poco probable y de realizarse, se hará muy pocas veces en la vida del puente.

La luz necesaria para el paso de los barcos de Navantia es de 150 m, lo que determina que fuese necesario diseñar una viga que salvase esta luz y evolucionase desde la sección tipo ya descrita en el apartado 4. Por esta razón, el tramo desmontable comienza con la sección de 3,00 m de canto de la sección tipo y la parte inferior se va bajando hasta que la viga alcanza los 8 m (fig. 17). Este tramo de 4.000 t se prefabricó y se llevó por flotación hasta la vertical de su posición definitiva donde se izó hasta la cabeza de la pila (fig. 18).

6. Tramo atirantado

Incluye los 1.180 m de longitud correspondientes a 540 m del vano central entre torres de atirantamiento, los dos vanos de compensación de 200 m de luz cada uno y dos vanos más semiatirantados de 120 m de luz cada uno. Para su construcción se han dividido en dovelas de 20 m de longitud y 400 t de peso máximo.

La sección transversal es común a la del resto del puente con 34,30 m de anchura y 3,00 m de canto. Pero a lo largo del dintel hay que establecer una serie de diferencias en su morfología. Las dos almas centrales del cajón trapecial desaparecen en los 420 m centrales del tramo principal quedándose en esta zona con solo las almas inclinadas laterales al cajón (fig. 19). El resto del puente, como en el caso de acceso desde Cádiz, tiene dos almas longitudinales centradas y dos laterales (fig. 20). La razón para estas eliminaciones es la no necesidad de recoger el cortante en ellos por su bajo valor y por el control que sobre la cuantía del cortante establecen los tirantes de cuelgue [5].

La distribución del hormigón en la losa superior varía de una a otra zona. Por ejemplo, todo el interior de la viga cajón se hormigona sobre las pilas contiguas a las torres en los vanos de compensación, en una longitud de 20 m, para actuar como contrapeso del dintel central. Una segunda particularidad que

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

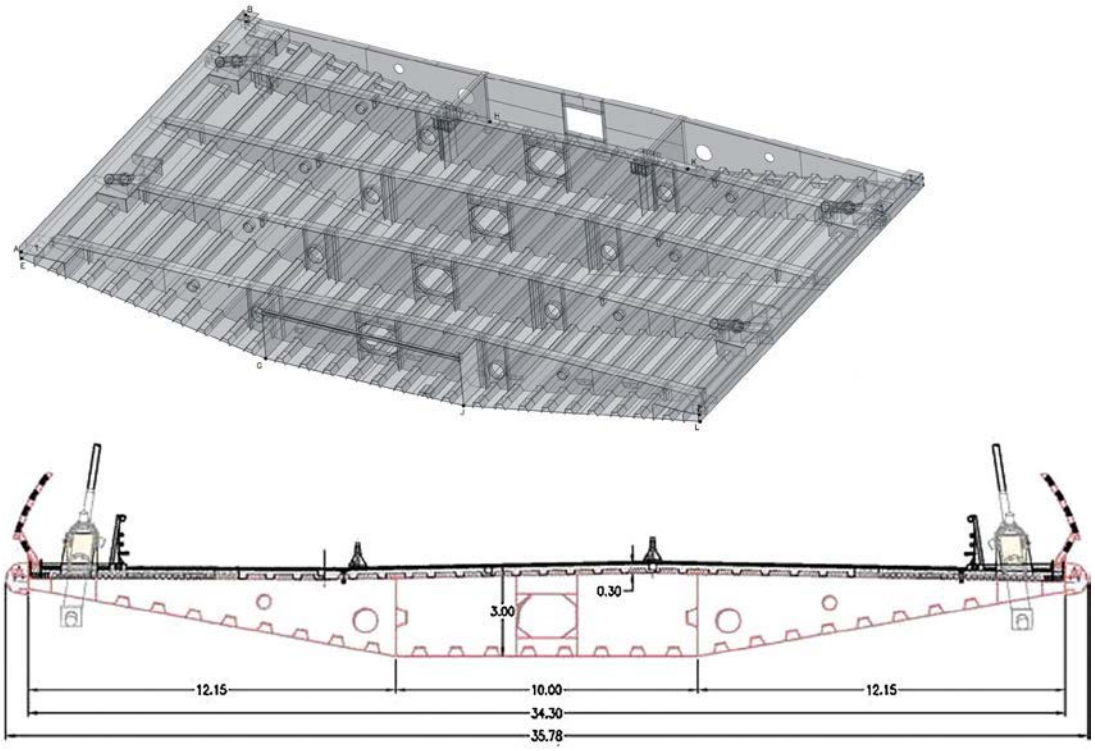


Figura 19. Sección transversal sin almas verticales.

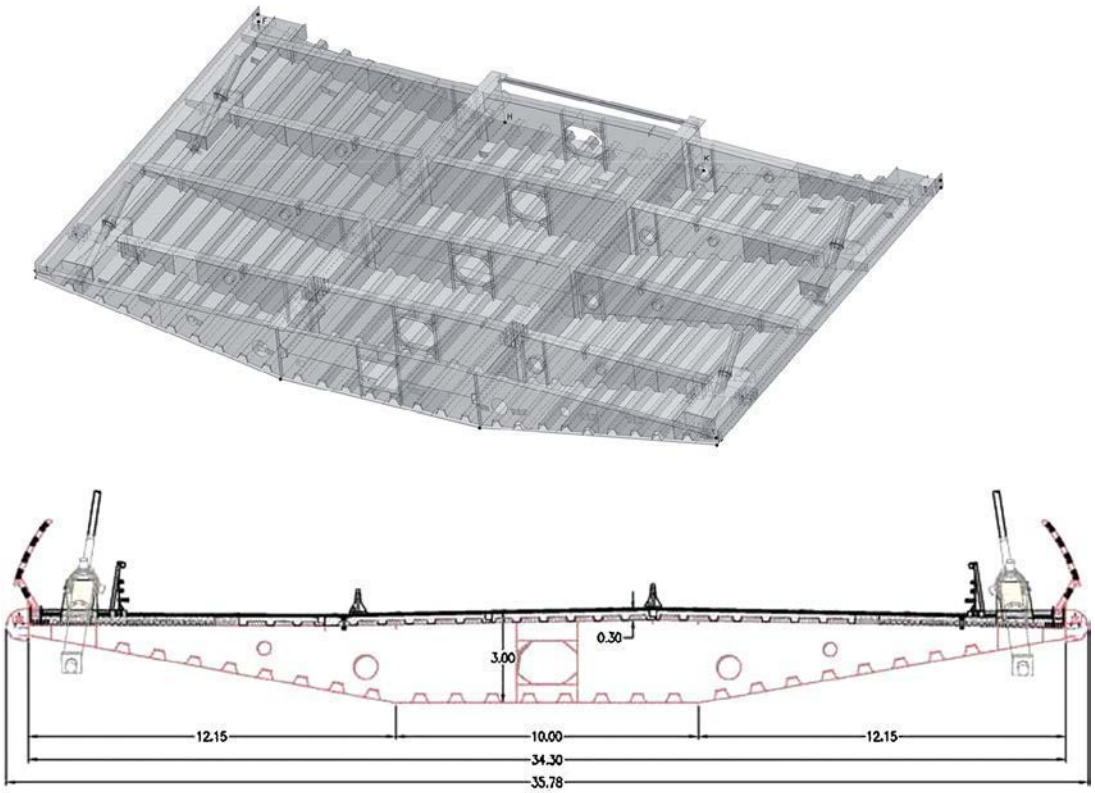


Figura 20. Sección transversal con almas verticales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

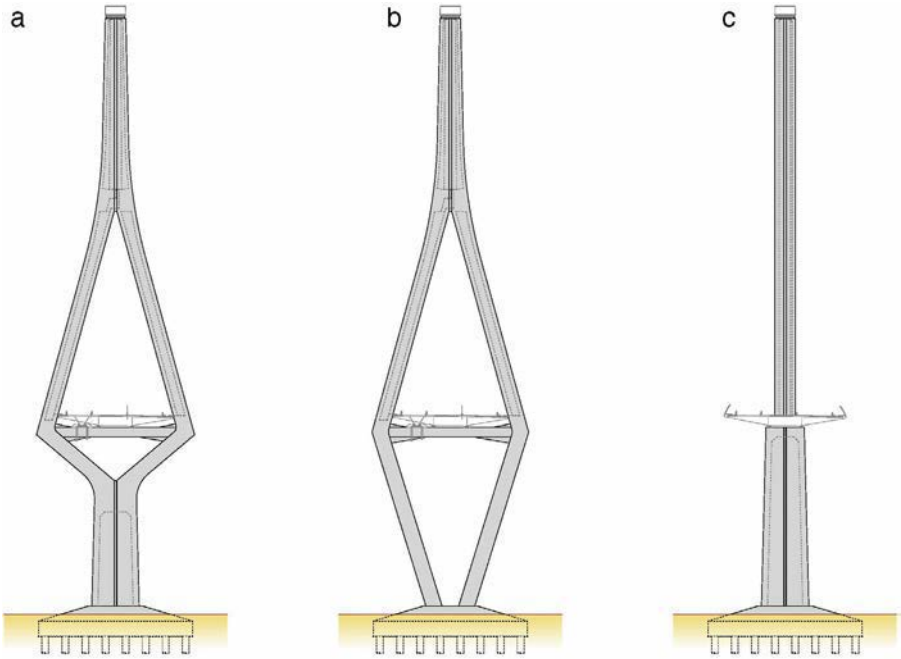


Figura 21. Distintas configuraciones de las torres de atirantamiento.

existe es la doble acción mixta que se realiza a lo largo de 60 m sobre cada torre de atirantamiento y en las pilas contiguas de los vanos de compensación de 85 m en la pila de la bahía y 65 m en la del muelle. Por otro lado, la losa superior de hormigón es de 30 cm de espesor y está realizada «in situ» o prefabricada con aligeramientos de distinta cuantía.

Cada dovela de 20 m está rigidizada transversalmente por 4 diafragmas separados 5 m (figs. 19 y 20). En esa subdivisión, la

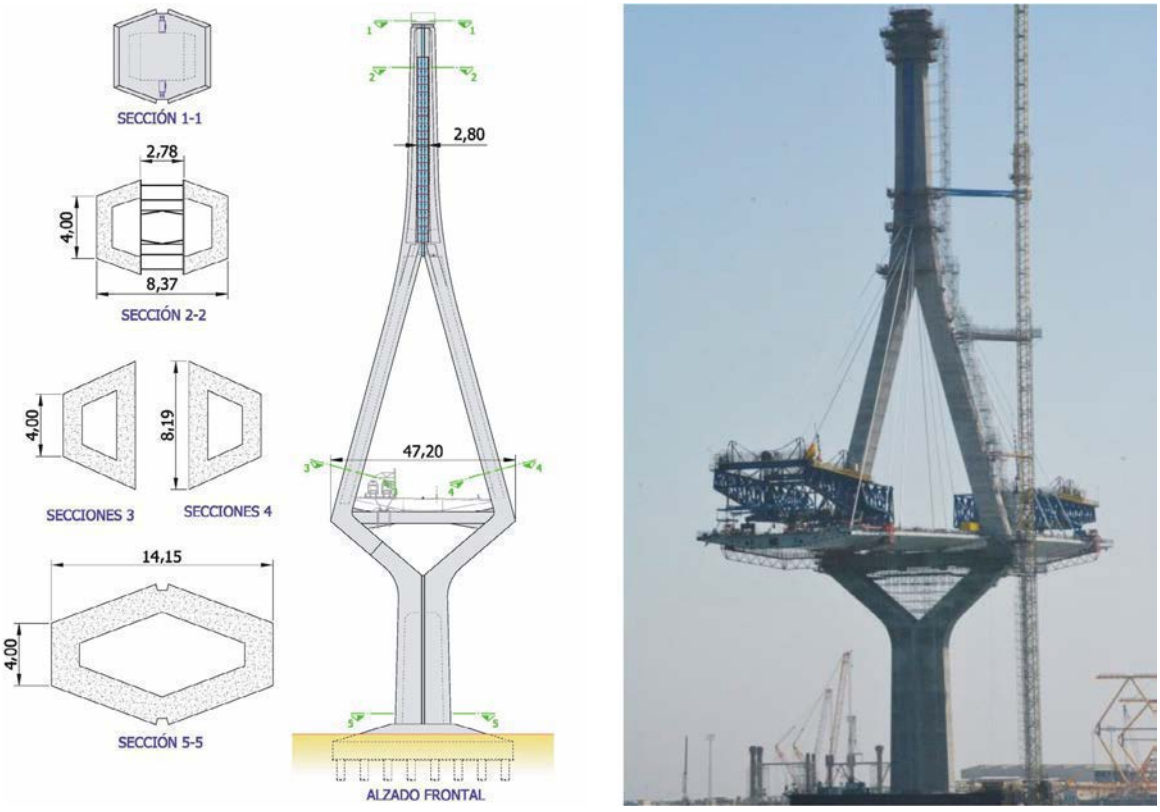


Figura 22. Definición torre de atirantamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

distancia al borde libre de los diafragmas extremos es de 1,5 m y 3,5 m. Este hecho ha ocasionado la necesidad de un nuevo diafragma de cierre del borde en que la distancia al borde libre es de 3,5 m, conveniente durante las operaciones de acoplamiento y soldadura de una dovela a otra para mantener la geometría del borde.

6.1. Pilas y torres de atirantamiento

Las pilas normales de este tramo tienen la misma forma y tipología que las de acceso a Cádiz, y en general que las del resto de pilas del puente. El diseño de las torres de atirantamiento es fundamental para el diseño general del mismo. Se empezó considerando una sola pila central tal y como aparece en la figura 3; esta pila era muy fácil de construir pero tenía un inconveniente importante, ensanchaba el dintel 4,00 m a lo largo de unos 1.000 m lo que suponía un sobrecoste considerable (fig. 21a).

Había que dejar que el dintel pasase recto y que la pila lo rodease; en estas circunstancias existían varias posibilidades de configuración de la pila desde el dintel hasta la cimentación, habida cuenta que desde el dintel hacia arriba la pila estaba definida con patas abiertas en la parte inferior y fuste único central para los tirantes en la parte superior.

Si se hubiese elegido que desde el dintel hacia la cimentación la pila prolongase su trazado por dos pilas verticales o inclinadas (fig. 21c), se producía un aspecto no deseado; las patas verticales eran evidentemente feas y las inclinadas rompían la idea general del proyecto de pilas, el de utilizar fustes únicos. Así pues, se optó por la forma de las torres de la figura 21b que cumplían ese requisito fundamental. La tracción que solicita al travesaño es bastante mayor si el fuste sube único hasta casi el dintel que si sube desdoblado en otros dos. Fue una decisión difícil pues los dos tipos de pilas cumplían bien todas las condiciones y finalmente se optó por el de la pila vertical única.

El diseño de las torres sigue el mismo principio que las pilas normales, aunque de dimensiones bastante mayores. En su

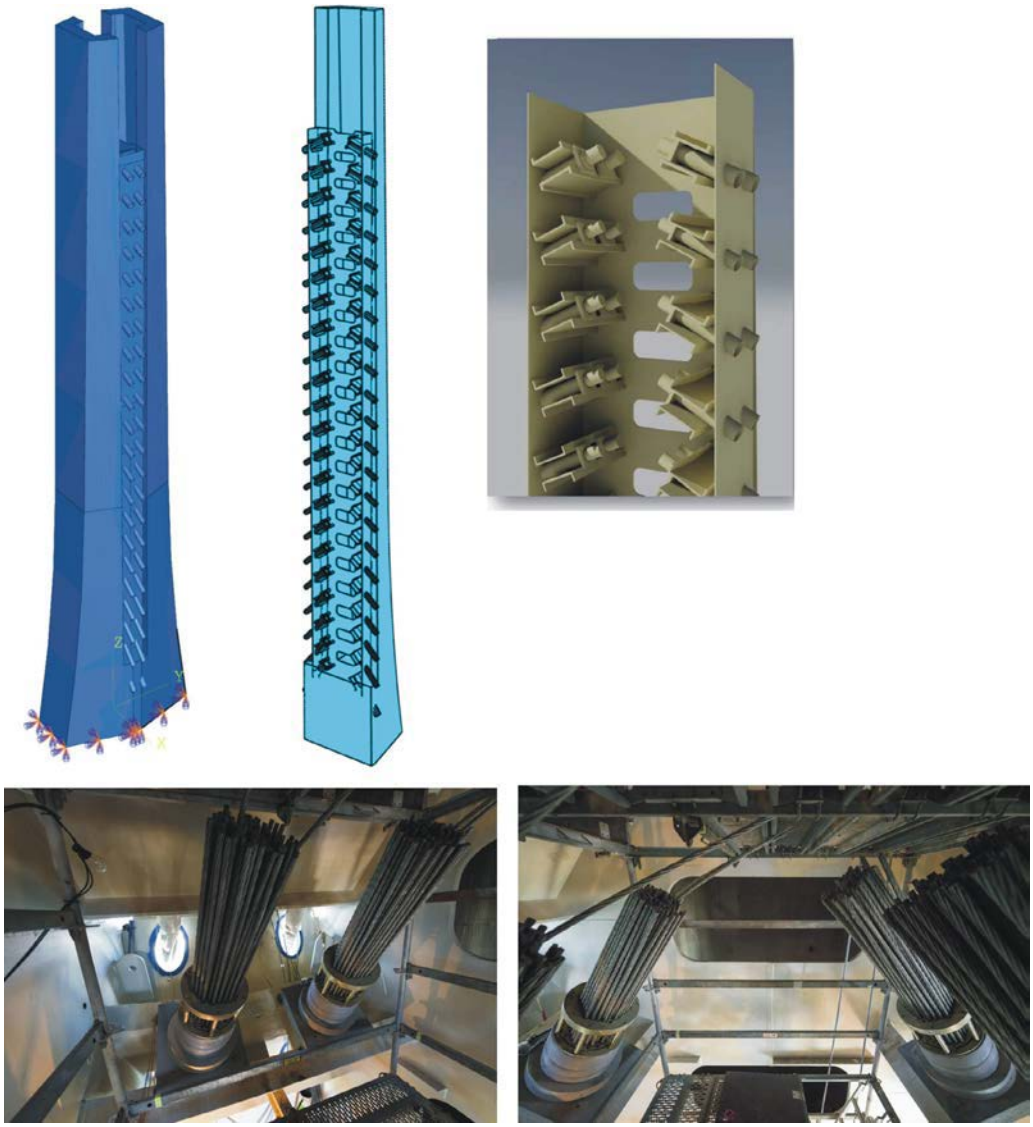


Figura 23. Configuración fuste superior de la torre en la zona de tirantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

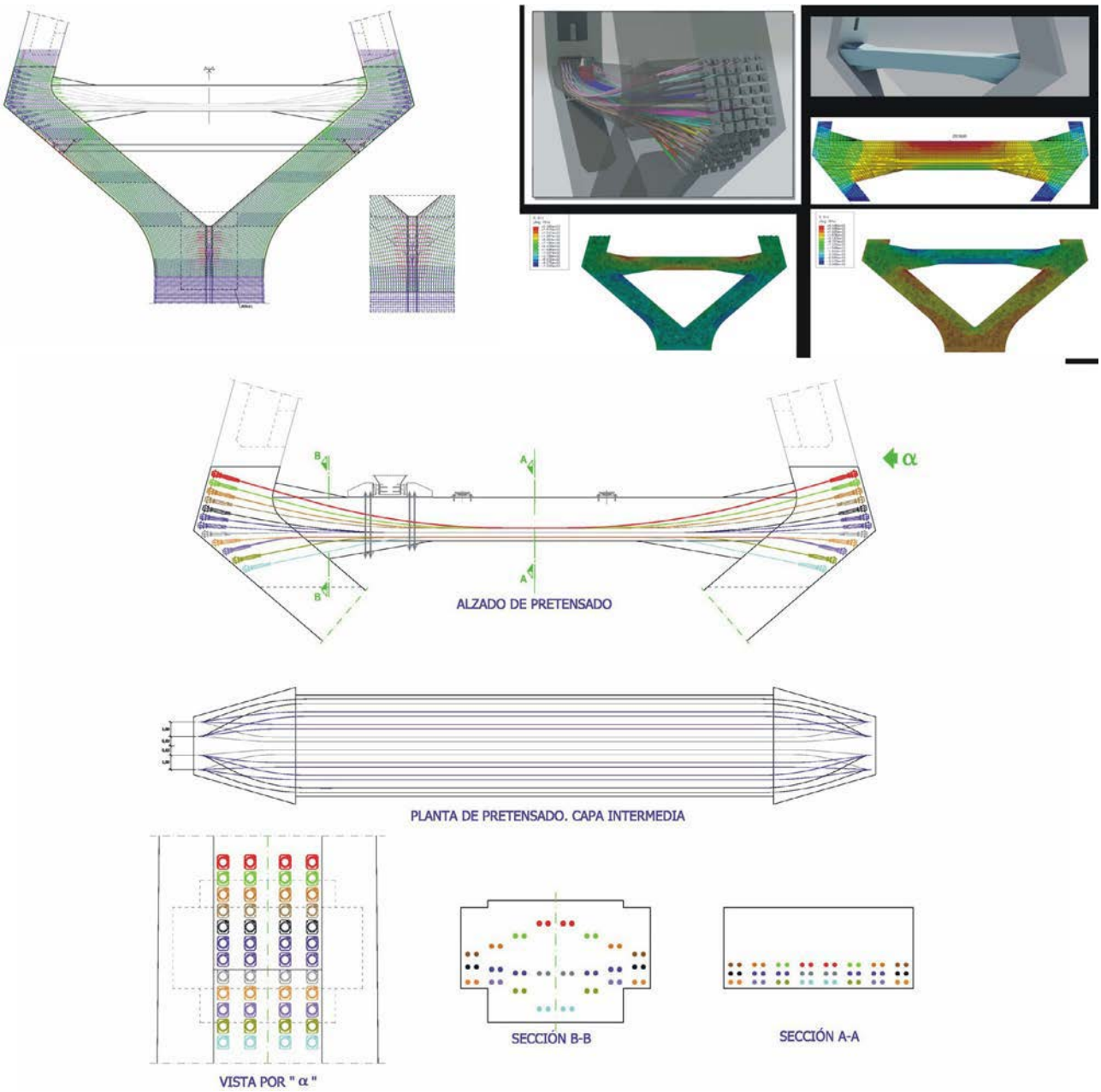


Figura 24. Definición de la célula triangular inferior de las torres.

contacto con la cimentación aparece el doble trapecio unido en la cara más ancha, pero con unas dimensiones en planta mucho mayores, 14,15 × 8,9 m. La dimensión transversal disminuye hasta donde se produce la bifurcación de los dos trapecios de la base en las dos ramas que se abren para que pase el dintel y se cierren en la parte superior donde aparecen los tirantes (fig. 22).

En el interior de la parte superior de la pila se introduce «el armario» metálico (fig. 23) donde se establece el intercambio de tracciones entre los tirantes de uno y otro lado de la torre. Este «armario» recoge la componente horizontal y vertical de los tirantes y los va transmitiendo al hormigón de la pila por los conectadores presentes en las chapas.

En la figura 24 se representa el armado de la célula triangular de las torres, fuertemente solicitada por el esfuerzo axil que baja por la torre.

En la figura 25 se representan los 176 tirantes que sujetan el puente, cuyo número de cordones varía entre 75 ϕ 0,6″ en los 4 primeros tirantes, 31 ϕ 0,6″ en los siguientes tirantes verticales y 78 ϕ 0,6″ en los más inclinados. Tienen doble protección, cada cordón está autoprotegido mediante acero galvanizado y vaina individual. La vaina general tiene cordón helicoidal para controlar los efectos de inestabilidad aeroelástica provocados por la lluvia y viento. Todos los tirantes tienen amortiguadores en su contacto con el dintel, axiales para los más cortos y triaxiales para los demás [6].

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

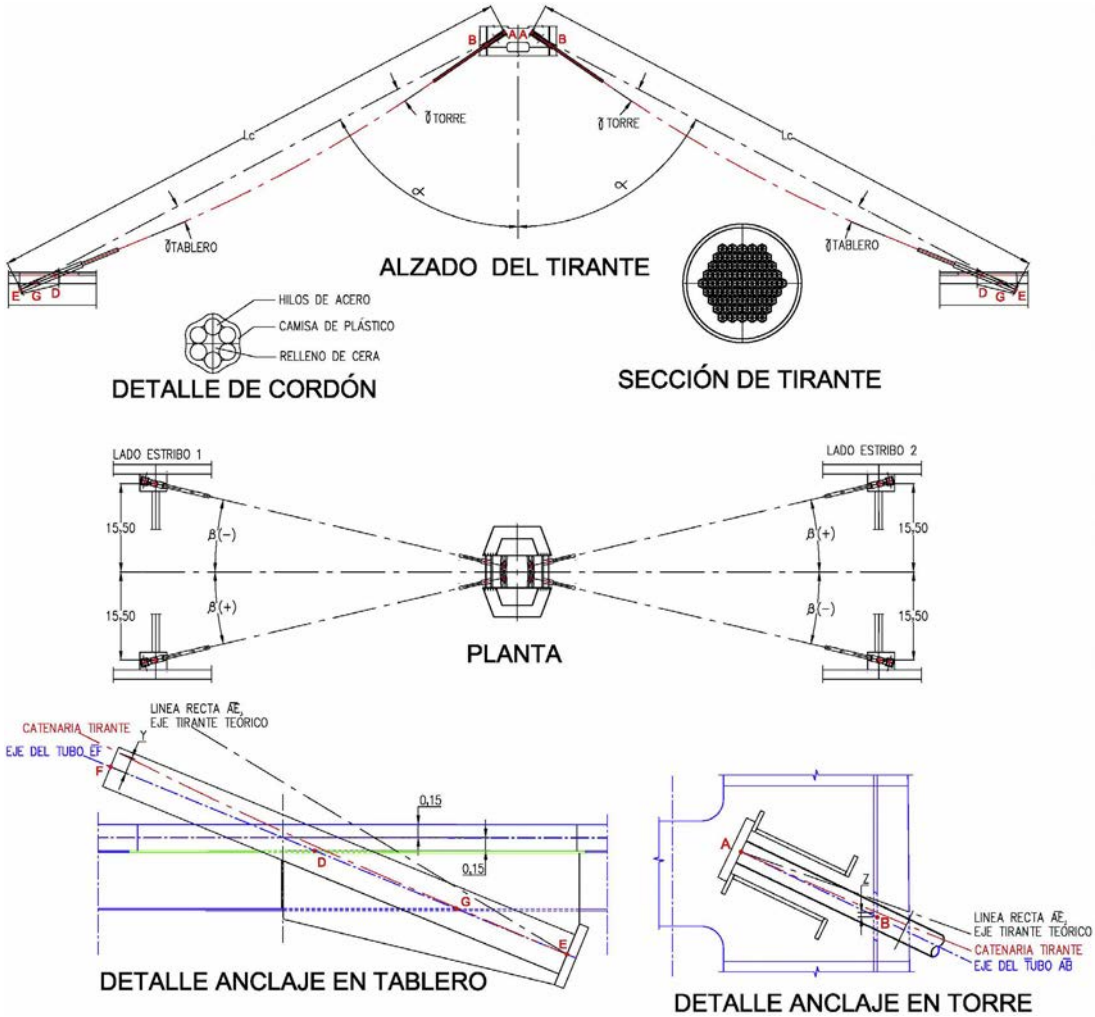


Figura 25. Esquema de definición de tirantes.

6.2. *Construcción por avance en voladizo*

La construcción en avance en voladizo se realiza con dovelas de 20 m de largo y 34 m de ancho, izando solo la parte metálica de la sección junto a una parte hormigonada en el borde para recoger la carga horizontal del tirante en el momento de colocarlo. Su peso fue de más de 400 t (fig. 26).

Aquí se plantean varios problemas resistentes que conviene citar. El primero es el tamaño de dovela elegido. En el cálculo del proyecto se había supuesto una dovela de 10 m. Al decidirse por una de 20 m, una vez construidas las torres, el coeficiente de seguridad de la resistencia de las torres principales se redujo considerablemente, aunque siempre se mantuvo dentro de márgenes admisibles.

Lo cierto es que los momentos flectores en la base de la pila durante el montaje eran muy importantes, hasta el extremo que la construcción se realizó desfasando el tamaño de las dovelas, de manera que solo la mitad de la longitud estaba en desequilibrio entre uno y otro voladizo. Habría sido casi imposible hacer dovelas más grandes, pues la base de la torre podía fallar por el desequilibrio de solicitaciones en uno y otro borde del puente. Conforme el voladizo por un lado era mayor respecto del otro, el coeficiente de seguridad de la resistencia de la pila disminuía, máxime cuando a este desequilibrio de cargas se le añadía el viento. Además, se consideró la caída accidental de dovela durante el izado.

En la figura 27 se representan las deformaciones de las dovelas extremas durante el ciclo de colocación de una dovela.

El máximo desequilibrio se produjo cuando el voladizo libre era de 218,5 m hacia el centro del vano principal y 198,0 m en el vano de compensación. A partir de este momento uno de los voladizos se apoyaba en una pila lateral y las deformaciones y desequilibrio se reducían drásticamente. En la figura 28 se representan las deformadas de un semipuente cuando los dos voladizos están libres y cuando se encuentra apoyado en las pilas del vano de compensación.

Este hecho es característico de los diseños de puentes con vanos de compensación muy grandes, como en este caso de 200 m. Si se hubiese ido a vanos de compensación normales de 75 m, no solo se habría aumentado la rigidez del vano principal sino que además este fenómeno habría perdido importancia. No obstante, se ha preferido diseñar lo diseñado.

Para terminar la construcción del tablero fue necesario proyectar tres operaciones de cierre definitivas: la unión de los dos

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 26. Construcción por avance en voladizo simétrico.

voladizos en el centro del puente, el apoyo del voladizo trasero de la torre de la bahía en la pila del tramo desmontable y la unión del voladizo de la torre del muelle con el tramo de Puerto Real.

Aunque muy importantes, se hicieron con mucha facilidad pues una de las tareas importantes a realizar durante la construcción ha sido el control de flechas en el momento de poner la dovela correspondiente y la comprobación de la geometría del puente en todas las fases. El apoyo en la pila del tramo desmontable se hizo sin dificultad. En el centro del puente se dejó una dovela de 75 cm para cerrar la separación. Su posición estaba muy bien controlada por el ajuste de cargas en tirantes y se realizó un desplazamiento longitudinal del tablero de 15 cm para facilitar las operaciones de soldeo en clave.

La unión del tramo mixto procedente de la estructura atirantada con el tramo de hormigón de Puerto Real, aunque no tuvo más dificultades, sí hubo que resolver primero la perfecta transmisión de esfuerzos entre ambas (ver apartado 7.1).

7. Viaducto de acceso al lado de Puerto Real

Este tramo tiene 1.182 m de longitud y está compuesto por luces decrecientes, ya que la altura de las pilas se reduce con la pendiente del viaducto, que es del 5%. Razón esta por la cual la sección cambia, aunque deduciéndose de la sección tipo de 75 m. Así, la distribución de luces es de $4 \times 75 + 68 + 4 \times 62 + 54 + 12 \times 40 + 32{,}0$ m.

Pero en este tramo se producen una serie de cambios respecto al tablero tipo. Primero, todo él es de hormigón pretensado, aunque manteniendo la misma sección transversal del resto del puente (fig. 29).

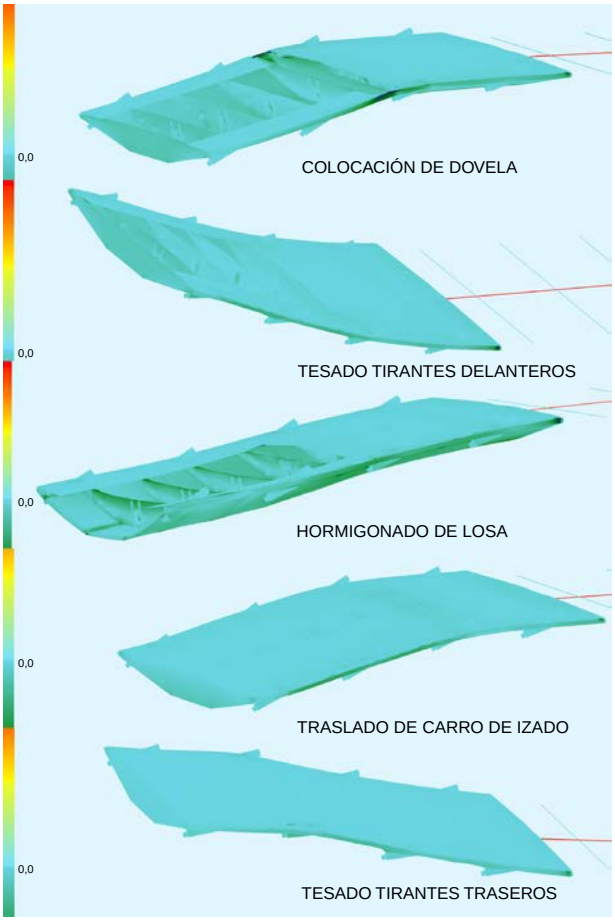


Figura 27. Deformada de la dovela frontal calculada por elementos finitos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

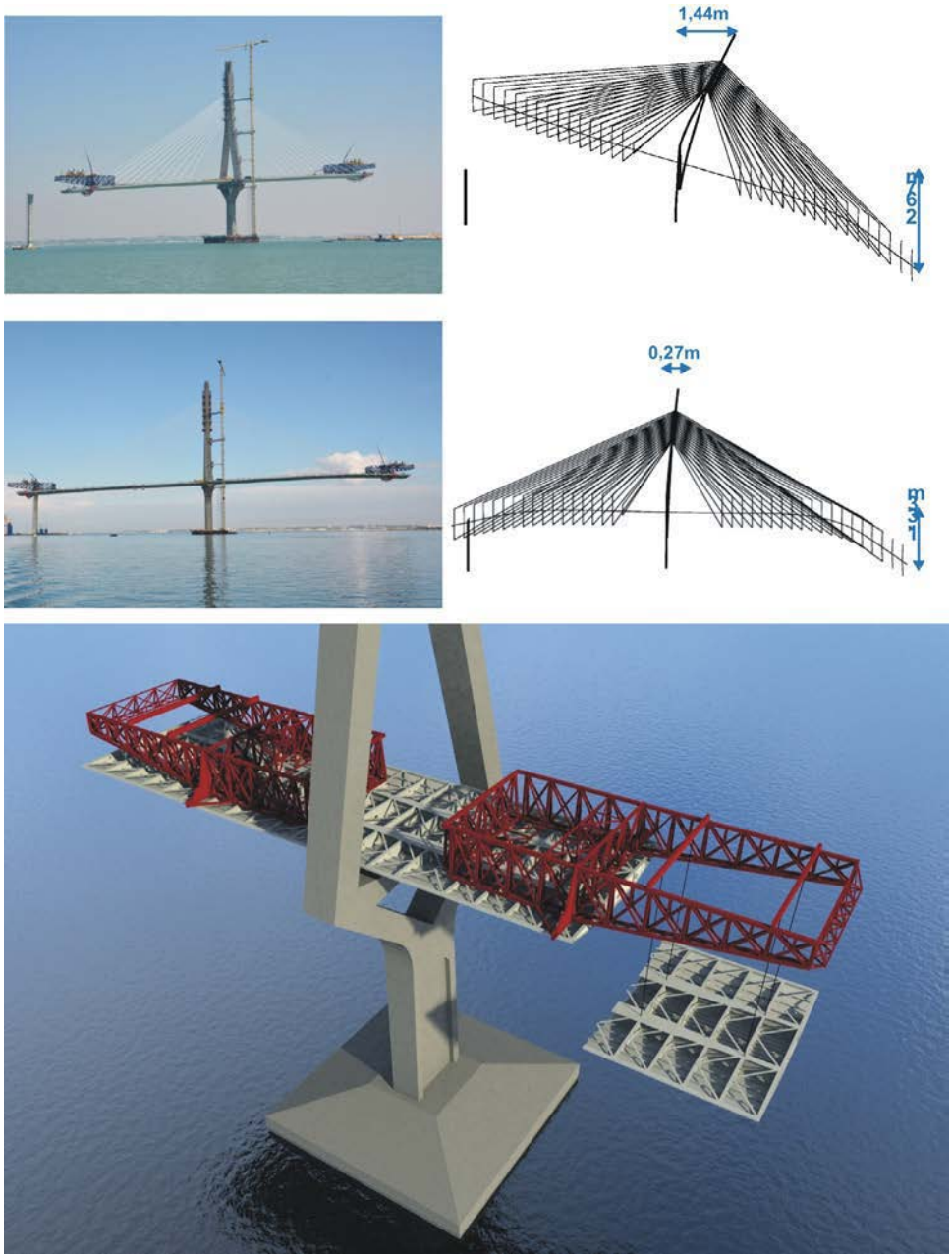


Figura 28. Deformadas de un semipuente antes y después de apoyarse en la pila del vano de compensación.

Segundo, la pila debe cambiar de forma pues por exigencia de la vialidad en el polígono industrial de Puerto Real no puede existir pila en el centro; por allí transita una calzada, lo que obligó a diseñar una pila (fig. 30), que se deduce de la pila tipo sin más que abrir en los dos trapecios que configuran la sección tipo y separarlos para dejar paso a la calle central. El quiebro que se origina en la parte superior es para apoyar el dintel adecuadamente.

Mientras el tablero superior tiene una luz igual o superior a 62 m este no varía en forma. En el vano de 54 m, que es el vano de transición al de 40 m, se produce una variación del canto de 3 m a 2 m sin más que subir la losa inferior del cajón tipo 1 m. A partir de ese punto, la sección transversal de 2,00 m de canto se prolonga hasta el estribo, eso sí, cambiando el aligeramiento interior del cajón a seudocírculos (fig. 31).

Para la realización de este tramo hay que separar la construcción de la zona de baja altura y 40 m de luz, que se realiza con cimbra tradicional hasta el suelo y la construcción de la zona con viga cajón, que se realiza subdividiendo la sección en dos partes (fig. 32).

Por un lado, se ejecuta el cajón central formado por las dos almas centrales de la sección, la losa superior e inferior entre ellos y un pequeño voladizo lateral; por otro lado y en segunda fase, el resto de las zonas laterales. La capacidad resistente

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 29. Vista del viaducto de acceso al lado de Puerto Real, canto 3,00 m.

del tablero se le confiere a este cajón central mientras que las inclinadas sirven para resistir la sección transversal.

El cajón central se realizó sobre cimbra apoyada en puntales intermedios (fig. 33a). Una vez pretensado, un carro superior completó el ancho total del tablero (fig. 33b) deslizándose sobre el cajón central.

7.1. Conexión del viaducto de hormigón de acceso al lado de Puerto Real con el tramo metálico que continúa el tramo atirantado

La conexión se realiza en el segundo vano de compensación de 120 m de luz, a 18,75 m de la segunda pila de dicho vano. Para ello, se fabricó una dovela especial de 10,25 m de longitud, que se introdujo 5 m en el hormigón pretensado del viaducto y se colocó antes del hormigonado de esta. Habida cuenta que en esos 5 m se dispone el conjunto de conectadores capaces de transmitir los esfuerzos que provienen de la parte metálica al hormigón y viceversa, la unión queda perfecta.

Las dos almas metálicas intermedias se conectan a las de hormigón por pretensado, después de dejar los ensanchamientos correspondientes en las almas de hormigón para la colocación de las vainas del mismo.

Todo esto se realiza antes de la llegada de la dovela metálica proveniente del tramo atirantado; así, la unión entre ambos tramos se realiza como cualquier unión metálica, ayudándose de un pequeño carrete de 50 cm para ajustar los bordes entre una y otra dovela (fig. 34).

Figura 30. Pilas dobles por presencia de calzada bajo el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

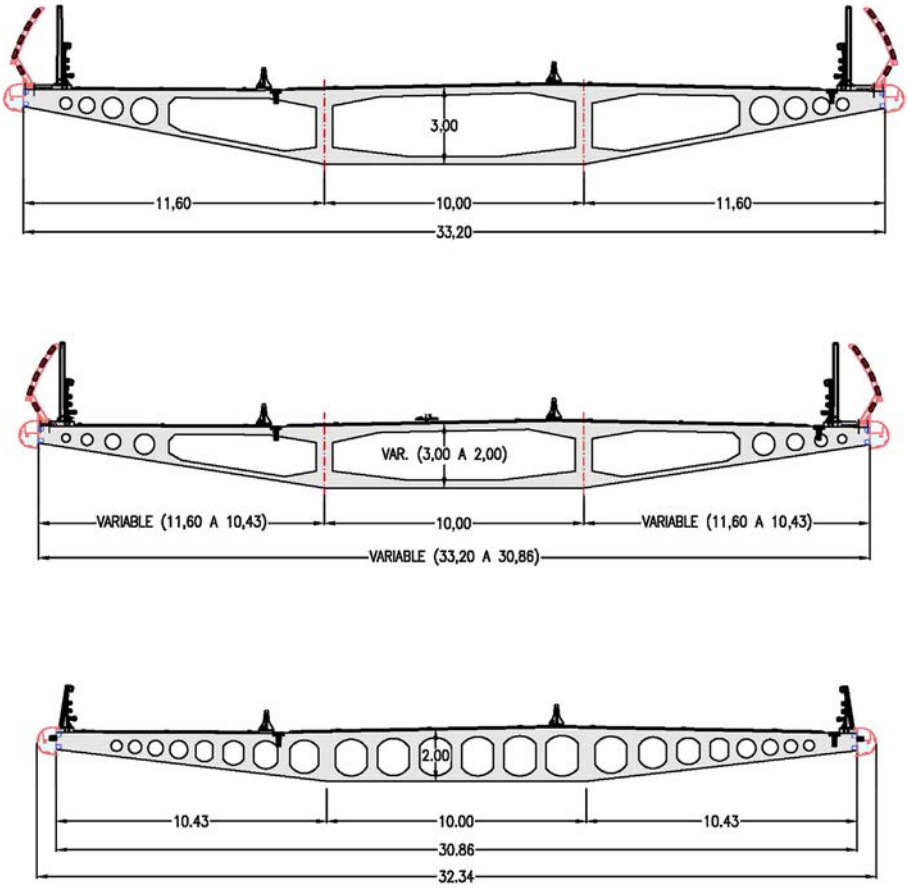


Figura 31. Evolución de las secciones tipo en el viaducto de acceso al lado de Puertorreal.

Figura 32. Vista del viaducto de acceso lado Puerto Real, canto 2,00 m.

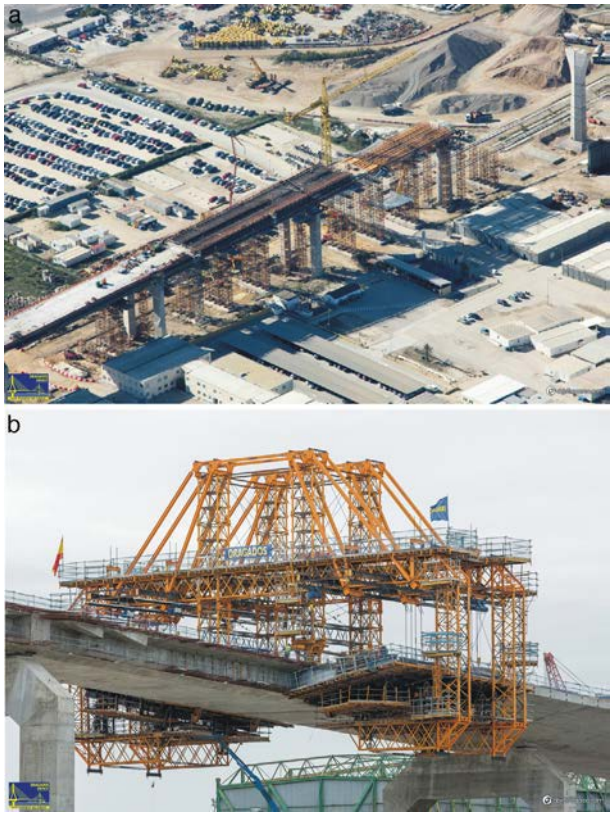


Figura 33. (a, b) Construcción del viaducto de acceso al lado de Puerto Real.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 34. Dovela de conexión dintel mixto–dintel hormigón.

Bibliografía

[1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente. Puente sobre la Bahía de Cádiz. Congreso ACHE 2011, Barcelona.

[2] J. Manterola, A. Martínez, J.A.Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al. Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos avanzados de su análisis. Congreso ACHE 2014, Madrid.

[3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Bridge over the Cádiz Bay, Spain, en: 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People, 2014, pp. 532–533.

[4] A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro González-Valerio, S. Fuente García, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 71–85.

[5] S. Fuente García, A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro González-Valerio, Modelización estructural avanzada en el proyecto y construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 159–172.

[6] J.A. Navarro González-Valerio, C. Lucas Serrano, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 111–122.

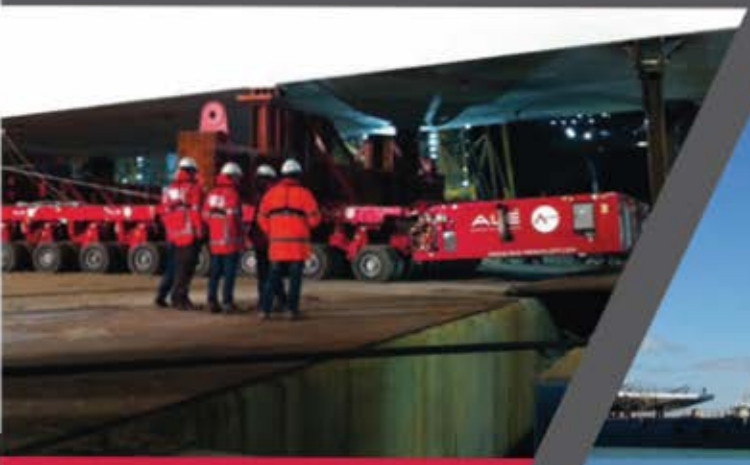
G.O.C.
Consultoría, Ingeniería y Servicios Integrados de la Construcción

alvartis
CONSULTORÍA Y ASISTENCIA TÉCNICA

Las empresas de ingeniería Alvartis y G.O.C. han llevado a cabo, con éxito, la coordinación de seguridad y salud durante la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

TOGETHER, WE ARE SMARTER, SAFER, STRONGER



MÁS DE 25 AÑOS APORTANDO SOLUCIONES INNOVADORAS

WORLDWIDE HEAVY TRANSPORTATION AND LIFTING

TEL: +34 91 8845403
FAX: +34 91 8845840
WWW.ALE-HEAVYLIFT.COM
INFO@ALE-HEAVYLIFT.COM

@ALEHeavylift /ALEHeavylift /ALECorporate

ALE

SMARTER, SAFER, STRONGER

Documento descargado de www.tecnoha.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):21–30

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Concepción general e innovaciones en la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Innovations and conceptual approach to the construction of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Luis Miguel Viartola Laborda*, Daniel Paunero Alonso, Víctor Manuel Jiménez Aguadero y José María Morejón López

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

Recibido el 2 de diciembre de 2015; aceptado el 29 de enero de 2016
Disponible en Internet el 13 de julio de 2016

Resumen

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz puede considerarse, desde el punto de vista constructivo, como la sucesión de 4 puentes independientes. Entre ellos destaca el puente atirantado, con unas dimensiones que superan a cualquier puente construido hasta la fecha en nuestro país. Estas grandes dimensiones, junto con la ubicación de una parte importante del puente sobre el mar, condicionan la elección de los procedimientos constructivos, así como los medios y equipamientos especiales necesarios para llevarlos a cabo. En el artículo se describe el planteamiento general de la construcción del puente, destacando alguna de las operaciones singulares llevadas a cabo y su control, así como las innovaciones introducidas en los equipos y procesos utilizados.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Procedimiento constructivo; Innovación; Equipos especiales de construcción; Izado de grandes cargas; Construcción por voladizos sucesivos; Tablero empujado; Puente atirantado

Abstract

The 1812 Constitution Bridge over Cadiz Bay can be considered, from a construction point of view, as a succession of four separate bridges. These include the cable-stayed bridge with dimensions that exceed any bridge built to date in our country. This large size together with the location of a significant part of the bridge over the sea, influence the choice of construction procedures and the special means and equipment necessary to carry them out. The article describes the general approach of the bridge construction, highlighting some of the special operations carried out and their control, as well as innovations both in processes and equipment.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Construction procedure; Innovation; Temporary works; Heavy lifting; Free cantilever construction; Launched deck; Cable stayed bridge

1. Introducción

La construcción de un puente como el de la Constitución de 1812, sobre la bahía de Cádiz, constituye un estímulo de primer orden para cualquier profesional que forme parte del equipo que tiene que enfrentarse al reto de levantar una estructura de más de 3 km de longitud, de los cuales una parte importante discurre sobre el mar.

El puente está descrito detalladamente en otros artículos [1–7] de este número especial que le dedica la revista Hormigón y Acero, al igual que los procedimientos constructivos utilizados para su construcción. Por tanto, este artículo está enfocado

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: lviartola@dragados.com (L.M. Viartola Laborda).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.01.006
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. Tramos terrestre y marítimo.

únicamente a la concepción general de su proceso de construcción, destacando alguna de las innovaciones desarrolladas en él.

Por su influencia sobre el proceso constructivo cabría destacar que sus 3.092 m de longitud, pueden dividirse en 2 partes: la parte terrestre y la marítima, que se introduce en tierra como parte del puente atirantado (fig. 1). El tramo terrestre del puente está formado por un tablero de hormigón con 2 secciones trasversales diferentes en función de la luz de los vanos: una losa aligerada para las luces cortas, de hasta 40 m, y una viga cajón para el resto, con una luz típica de 75 m. Mientras que el tramo sobre el mar, el más relevante del puente, está dividido, a su vez, en 3 secciones diferentes: un puente mixto que constituye el acceso desde Cádiz, el tramo desmontable y, finalmente, el puente atirantado (fig. 2).

Quizá uno de los aspectos más destacables de su diseño sea el haber logrado unificar formalmente un puente de estas dimensiones, con condiciones de contorno muy distintas dependiendo de los tramos. Por tanto, nos encontramos con un puente que en realidad engloba 4 puentes totalmente distintos, con peculiaridades cada uno de ellos sobre todo en lo que respecta a su procedimiento constructivo.

De ahí que, en la etapa de construcción, cada uno de estos 4 puentes se ha abordado de una manera independiente, atendiendo a su tipología, a su ubicación, tratando de independizar, en la medida de lo posible, la construcción de los condicionantes que impone la presencia del mar, y buscando una adecuada elección y utilización de recursos.

2. Planteamiento general de la construcción

Como se ha comentado anteriormente, una descripción detallada de todos los procesos constructivos utilizados en el puente se puede ver en otros artículos de este número monográfico [1–7]. No obstante, a continuación se incluye, a modo de resumen, una breve descripción de los mismos.

Como nota común a todos ellos, la idea que ha guiado su elección ha sido la de tratar de independizar, en la medida de lo posible, la construcción del tablero de los condicionantes que impone la ubicación de la obra en el mar. Así, para el acceso desde

Figura 2. Tramo marítimo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

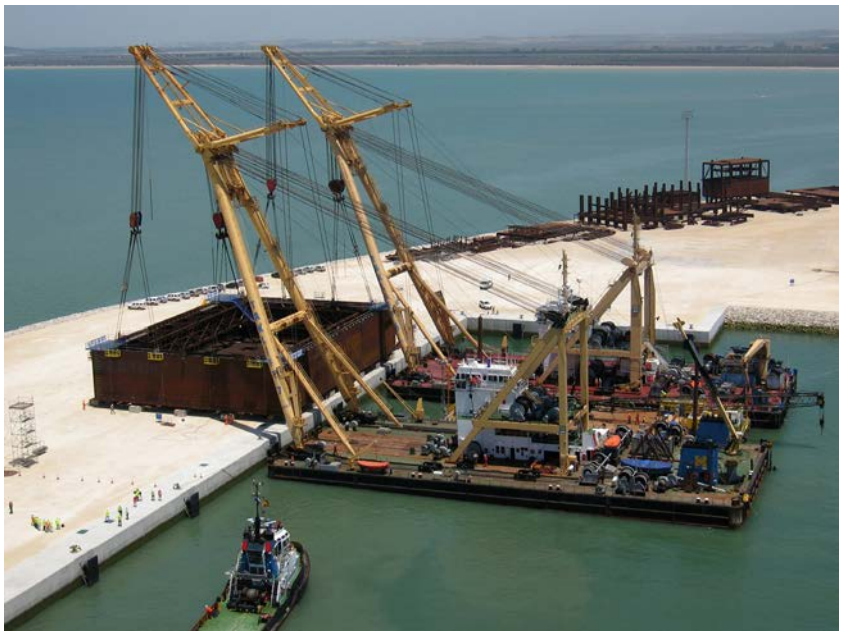


Figura 3. Carga del recinto estanco para la cimentación del pilono situado en el mar.

Cádiz se ha optado por el procedimiento de empuje, donde el tablero se va conformando en un parque de ensamblaje ubicado en tierra. En el caso del tramo desmontable, se diseñó el izado completo del tablero, que previamente había sido fabricado en tierra en las instalaciones de Dragados Off-Shore. Por último, para el tramo atirantado, se propuso el método de los voladizos sucesivos que, además de ser el habitual para este tipo de estructuras, como se verá posteriormente, permite la fabricación de las dovelas del tablero en parques industriales fijos y completarlas a pie de obra, dejando únicamente, como maniobra marítima, el aprovisionamiento de las dovelas a los carros de izado.

2.1. Cimentaciones

La cimentación es elemento clave en la construcción de un puente, sobre todo en un entorno marítimo, y quizá el aspecto más destacable de estas cimentaciones marinas fue el sistema de cajones metálicos desarrollado para materializar los recintos estancos para su construcción [1]. De todos ellos, el cajón usado en el pilono situado en el mar es el que merece especial atención. Si bien el diseño conceptual es el mismo que en el de las otras pilas, sus grandes dimensiones (49,3 m de ancho, 37,3 m de largo y 9.1 m de alto) requirieron el uso de 2 grúas flotantes trabajando en paralelo capaces de colocar el cajón metálico, de 1.300 t de peso, a través de los 48 pilotes perforados previamente desde una pontona (fig. 3).

2.2. Puente de acceso lado tierra

Los vanos de acceso desde tierra se resuelven con un tablero de hormigón pretensado con 2 secciones transversales diferentes, dependiendo de la luz del vano. Tanto en la sección en losa aligerada como en la sección cajón, el procedimiento constructivo utilizado fue convencional, recurriendo al uso cimbras. En la sección cajón la construcción se dividió en 2 etapas. Una primera usando cimbra, solo en el núcleo central de la sección, para reducir las cimentaciones profundas necesarias por la presencia de suelos blandos bajo el viaducto. Y una segunda etapa en la que se construían las alas laterales con la ayuda de un carro de encofrado (fig. 4) que se deslizaba sobre la zona central de la sección ya construida [2].

2.3. Puente de acceso lado mar

El tablero de los vanos de acceso desde Cádiz se construyó a través del procedimiento de empuje, lo que permitió independizar su construcción del entorno marítimo (fig. 5) [3]. La parte metálica de la sección transversal se ensamblaba en un parque de montaje ocupando una península artificial. El proceso de lanzamiento, secuencial, se completó en 9 etapas y requirió la ayuda de un mástil de atirantamiento provisional, para controlar las flexiones durante la operación y permitir el remonte del voladizo en los pasos sobre pilas. Una vez colocada la parte metálica de la sección, se procedió a la construcción de la losa superior de hormigón, para la que se recurrió a prelosas prefabricadas colaborantes.

2.4. Puente desmontable

El tramo desmontable es totalmente metálico y se construyó en las instalaciones que Dragados Off-Shore tiene en las proximidades de la obra. La pieza, de 150 m de luz y 35,20 m de ancho, 8 m de canto máximo y 4.000 t de peso, se trasladó por medio de unos carros de ruedas hasta el muelle, donde se embarcó en una pontona que la llevó a la parte inferior de la vertical de su posición definitiva, desde donde fue izada por 2 equipos de gateo, situados en cada una de las pilas sobre las que descansaría dicho vano desmontable [4].

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

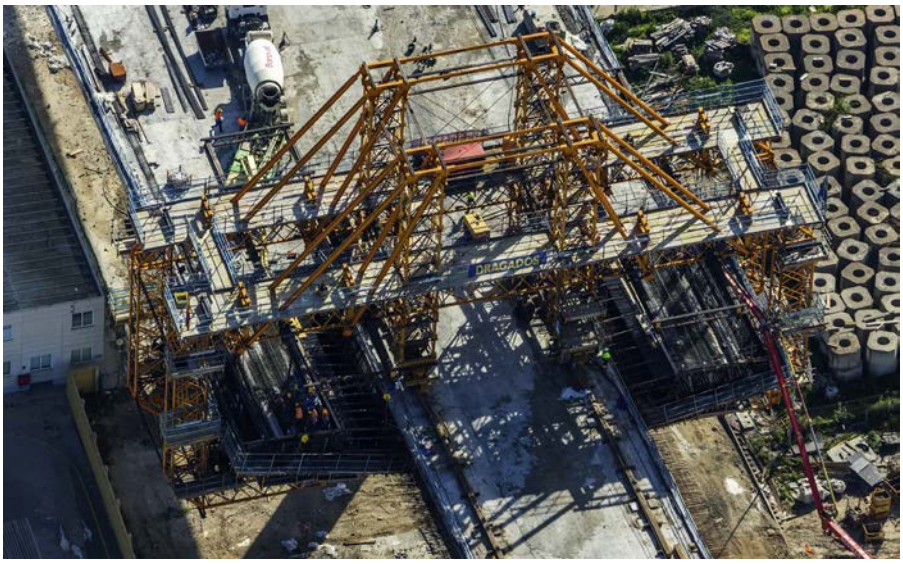


Figura 4. Tablero de hormigón. Carro de encofrado de segunda fase.

2.5. *Puente atirantado*

Desde que se utilizara por primera vez a finales del siglo XIX en el Puente de San Luis sobre el río Mississippi para construir sus 3 arcos, el procedimiento de voladizos sucesivos sigue siendo, hoy día, el método más usado para la construcción del tablero en la mayoría de los grandes puentes; sobre todo para sus vanos principales.

Se trata, por tanto, de un procedimiento muy conocido que evita el uso de una gran cantidad de elementos auxiliares, entre ellos las cimbras y apeos intermedios, y que además no serían viables en muchos casos como este, en el que el puente se sitúa sobre una ruta marítima, permitiendo industrializar la construcción del tablero con la ayuda, en este caso, de unos carros de izado. Este procedimiento también permite independizar en gran medida la construcción del tablero de la presencia del mar, donde la interferencia solo se produce en la maniobra de aprovisionamiento de dovelas.

El montaje de las dovelas de arranque, necesarias para generar la plataforma sobre la que posicionar los carros de izado, y el montaje de estos últimos, se realizó con una grúa móvil sobre orugas, en el pilono lado tierra, y una cabria sobre pontona, en el pilono lado mar; usando adicionalmente una serie de equipos especiales desarrollados específicamente para asegurar el posicionamiento de las dovelas de arranque con precisión milimétrica y el correcto acople entre piezas sucesivas.

Se utilizaron 4 unidades de carros para la construcción del puente, esto es, una pareja de carros por cada pilono, lo que

Figura 5. Puente de acceso desde Cádiz. Proceso de empuje de la parte metálica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 6. Operación de izado de una dovela típica.

generaba 4 frentes de trabajo. Los 2 frentes que arrancaban de un mismo pilono estaban condicionados entre sí para limitar los desequilibrios en la base de dichos pilonos durante la etapa constructiva.

Las dovelas se transportaban hasta la vertical de su posición definitiva por medio de una pontona, a excepción del tramo de tablero sobre tierra, en el que eran transportadas por medio de un carro de ruedas. Una vez situadas en la vertical, se trincaban con el carro de izado y se iniciaba la operación de izado (fig. 6). El izado de dovelas se sucedía cíclicamente con un procedimiento perfectamente programado [5], en el que hubo que incluir una serie de operaciones singulares: las correspondientes al paso sobre las 2 pilas adyacentes a los pilonos y los 3 cierres del tablero: los 2 de sus extremos y el cierre del vano principal [6]. Todas estas operaciones se diseñaron de forma que pudieran asimilarse, en su mayor parte, a una operación típica de montaje de dovela y, por tanto, se llevaron a cabo utilizando los mismos medios de elevación ya disponibles en obra sin necesidad de recurrir a otros adicionales.

Esta breve descripción pone de manifiesto la gran cantidad de singularidades que es necesario atender en un procedimiento que, a priori, parece totalmente industrializado y repetitivo. El éxito radica en que estas operaciones singulares puedan asimilarse, en la mayor medida posible, a las operaciones estandarizadas para las que han sido diseñados los principales medios especiales. Y también lo complementario, que estos medios especiales no se diseñen limitados a la operación principal o típica, sino que permitan su adaptación a todas esas operaciones especiales. En la figura 7 se aprecia la maniobra de elevación de uno de los cierres laterales, para la que se usaron conjuntamente el carro de izado y uno de los equipos que había servido para el izado del tramo desmontable contiguo.

Finalmente, y después de haber izado 63 dovelas e instalado 176 tirantes, se completó el tablero del puente atirantado transcurridos 2 años desde que se colocara la primera dovela, lo que se traduce en un ciclo de 18 días laborables por dovela, de 20 m de longitud típica, en una zona con vientos casi constantes.

3. Aplicación de recursos

La planificación de una obra de estas características es siempre una tarea muy exigente que requiere la aplicación de una ingente cantidad de recursos, tanto no operacionales como de operación, recursos que hay que aplicar de forma ordenada y eficiente. Entre los recursos no operacionales destacan los materiales constitutivos que forman parte de la estructura terminada, mientras que entre los recursos de operación se engloban todos aquellos necesarios para que dichos materiales

Figura 7. Cierre lateral con el puente desmontable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

constitutivos ocupen su lugar definitivo en la estructura, y que en esencia son la mano de obra, la maquinaria, los medios auxiliares y otros equipos especiales.

Las cantidades de materiales constitutivos utilizados en la obra (122.415 m^3 de hormigón, 29.600 t en acero pasivo, más de 2.000 t en acero de pretensado, 2.100 t en tirantes o más de 37.000 t en acero estructural, estas últimas las mayores utilizadas en una estructura en España) exigieron un estricto plan de aprovisionamiento, con diversas fuentes de suministro de materiales y productos, además de la instalación en obra de las plantas de fabricación de materiales y talleres de ensamblaje de estructura metálica, entre otros.

Pero en cuanto a los recursos aplicados en el puente, y a pesar de todas estas cantidades de materiales, la mayor importancia ha sido para los recursos de operación empleados durante la fase de construcción. Es sabido que cuanto mayor es la importancia de una obra, mayor es la relevancia que los recursos de operación tienen sobre los materiales constitutivos. Así ha sido también en este caso. Sirva de ejemplo que, si bien el puente tiene un total de 37.000 t de acero en el tablero, solo los equipos especiales diseñados específicamente para la construcción, como por ejemplo los carros de izado o recintos estancos de cimentación, representan más de 5.000 t.

Atendiendo a la particularidad de esta obra, que puede considerarse como la integración en una sola estructura de 4 puentes distintos, los estudios de planificación siempre tuvieron en cuenta la posibilidad que ofrecía para simultanear distintos frentes de trabajo. Esto es debido a que estos frentes de trabajo podían desarrollarse sin apenas interferencias entre sí, al estar actuando cada uno de ellos en diferentes zonas del puente. Esta es una posibilidad muy superior a la que ofrecen otras obras. Así, se han mantenido, durante un periodo importante de la obra y de forma continuada, varios frentes de trabajo. Sirva como muestra el que en la fase final de construcción del tablero coexistieron 7 frentes de trabajo activos: los tableros de los 2 pilonos, el tramo empujado desde Cádiz, el tramo desmontable y 2 frentes en el tramo de hormigón, uno de ellos doble. Todos estos frentes se subdividían, adicionalmente, en varios tajos o tareas, y estaban dotados con sus propios recursos de operación.

Entre todos los recursos de operación aplicados en esta obra, el que ha tenido un papel más relevante ha sido el equipo humano. Una obra de este nivel de exigencia no puede llevarse a cabo si no hay detrás un equipo de profesionales que conjuguen capacidad técnica y experiencia, ambas necesarias para afrontar los muchos retos que se suceden durante todo el proceso constructivo. Permítanme afirmar que este puente ha contado con esos profesionales, integrando un único equipo formado, a su vez, por la suma de los excelentes equipos que han puesto a disposición de esta obra la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, las empresas de ingeniería involucradas en las labores de proyecto, de su desarrollo y su control, y la propia constructora, junto con las empresas especializadas que han colaborado en la construcción. Hasta 1.000 personas han trabajado simultáneamente en la obra en periodos prolongados, con una media de 600 personas durante toda la duración de la obra.

Entre la maquinaria y los medios movilizados, cabría señalar las grúas torre de 200 m de altura que han acompañado a los pilonos en su construcción, las grúas móviles para la elevación de las dovelas de arranque y de los carros del pilono situado en tierra, o los carros de transporte terrestre para dovelas, destacando los ejes de ruedas empleados para el transporte del tramo desmontable.

Por la situación de la obra ha sido necesario movilizar un buen número de medios marítimos para la ejecución de las cimentaciones, para el transporte e izado de grandes cargas, o para el aprovisionamiento de materiales. Adicionalmente, los medios marítimos especiales que se han utilizado en la obra, como por ejemplo las cabrias de 2.000 t de capacidad utilizadas para el transporte y la instalación del recinto estanco de la cimentación del pilono situado en el mar, o las utilizadas en el izado de las dovelas de arranque y de los carros de dicho pilono tienen, por lo general, ventanas para su disposición muy limitadas (fig. 8). Su empleo se programa con muchos meses de antelación, lo que los convierte en recursos muy rígidos para su implantación en el plan de obra, que obligan a otros medios y tareas a estar terminados en esas determinadas fechas en las que se ha previsto la llegada de estos equipos especiales, pues un retraso en estas tareas previas puede consumir la ventana temporal disponible para el equipo especial, y esperar a la siguiente acarrearía un retraso de meses en la obra.

También hay que hacer referencia entre los recursos de operación a los equipos especiales diseñados específicamente para esta obra, como los carros de izado de dovelas y otros muchos sistemas de acople entre dovelas, de gateo o de transporte, alguno de los cuales se describe posteriormente [7].

4. Desarrollo del proyecto

En los grandes puentes, en los que se recurre por lo general a procedimientos constructivos evolutivos, es quizá donde más claramente se pone de manifiesto la íntima relación que existe entre el proyecto de un puente y su proceso de construcción, y cómo el primero no puede definirse de forma completa hasta que el segundo no se ha desarrollado con el nivel de detalle necesario.

La construcción evolutiva aplicada en este puente, y la entidad de los elementos auxiliares y medios especiales necesarios para el montaje de la estructura, inducen en la misma unos esfuerzos, de carácter global y local, que condicionaban el dimensionamiento de la estructura y la necesidad de reforzarla localmente. Por tanto, la situación de construcción ha sido en muchos aspectos más limitativa del diseño que la etapa de servicio, una vez que el puente está totalmente acabado. Y lo ha sido, tanto a nivel global como a nivel local, pues no hay más que analizar las solicitaciones inducidas en los pilonos por los enormes voladizos del puente durante la construcción del tablero, o por la hipótesis de la caída de una dovela durante la operación de izado, que siempre hay que contemplar en matriz de riesgos para la etapa constructiva, o los esfuerzos locales que introduce la acción del carro en la dovela sobre la que se apoya, bien por sí solo, o durante la maniobra de elevación de una dovela, que son muy superiores a los que introduciría todo el tren de cargas, vehículos pesados incluidos, recogido en la instrucción de acciones vigente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 8. Colocación de dovelas de arranque sobre el pilono situado en el mar con la ayuda de una cabria.

Con estos condicionantes, y para no sobredimensionar la estructura innecesariamente durante la fase de construcción, se llevó a cabo un estudio detenido del proceso constructivo, que se ha dividido y ordenado en etapas. Se trata de conciliar el dimensionamiento de la estructura en el esquema estático definitivo, el óptimo en cuanto a la aplicación de materiales, pues es el que menor cantidad requiere, con el dimensionamiento que sería necesario para resistir en las distintas etapas constructivas, y el uso de unos medios de operación racionales.

Esta limitación se ha tenido en cuenta en el diseño de las operaciones más importantes y repetitivas dentro del proceso de construcción del puente. Un ejemplo lo constituye el izado de las dovelas, que hubo de hacerse en 2 etapas, izando primero la parte metálica y en una segunda fase la losa de hormigón. Sin las restricciones resistentes en la estructura, como la capacidad resistente de base del pilono o el propio tablero donde apoyaban los carros, podrían haberse abordado en una única etapa con la dovela ya completa, incluyendo la losa de hormigón, lo que habría sido más eficiente desde el punto constructivo.

Por tanto, la consideración de la etapa constructiva es determinante en el dimensionamiento de la estructura, y viceversa, de ahí que durante la construcción de este puente haya habido, desde el primer día hasta el último, una labor constante de ingeniería que no terminó hasta que se colocó el último elemento de la plataforma.

5. Innovación

Un puente como este, que no se había construido hasta la fecha en nuestro país, obliga necesariamente a usar procedimientos constructivos y medios y equipamientos especiales que hasta ahora no se habían utilizado o, en el caso de haberlo sido, fueron utilizados en una escala menor. De hecho, y como el factor escala es determinante en cualquier actividad de ingeniería, las dimensiones de este puente y su escala han obligado a redefinir y modificar algunos de los procesos y equipos especiales que hasta ahora habían sido válidos en puentes más pequeños.

Una actitud innovadora es fundamental para abordar el proceso constructivo de un puente innovador. El Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz lo es en muchos aspectos, tanto en la tipología estructural de alguno de sus tramos como, sobre todo, por sus dimensiones, que lo colocan a la cabeza de los puentes españoles y en tercer lugar entre los puentes europeos de su tipo.

Varias han sido las actividades que han requerido de dicha capacidad de innovación, que se ha aplicado tanto al desarrollo de materiales, como al de equipos especiales y procedimientos de ejecución.

En los materiales, podría destacarse el desarrollo de un hormigón sumergido para su uso estructural en sección mixta hormigón y acero, y que se empleó en las losas inferiores de los recintos estancos para la construcción de las cimentaciones de las pilas sobre el mar. Es la primera vez que se ha utilizado en nuestro país y abre la puerta a su uso posterior, no solo en estructuras temporales [8].

Entre los procesos de construcción han sido muchas las actividades llevadas a cabo por primera vez, y no solo en nuestro país. Se podrían destacar el sistema de recintos estancos para la cimentación de las pilas marinas, o el transporte e izado del tramo desmontable a más de 60 m de altura (fig. 9).

Dentro del tramo atirantado, también han sido varias las operaciones desarrolladas específicamente para este puente, pudiendo señalar los pasos de pila en los vanos laterales y los cierres, tanto de los extremos como del vano principal. En este último caso se realizó una operación previa de desplazamiento horizontal de 15 cm del conjunto tablero-tirantes del pilono lado

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 9. Vista del puente desmontable previa a la operación de izado.

mar para permitir hacer la operación de colocación del carrete de cierre sin riesgo de contacto con el extremo del voladizo lado tierra. Todas estas operaciones están descritas con detalle en los artículos que se incluyen en este número monográfico [6].

Y en cuanto a los equipos, además de la utilización de grandes medios auxiliares ya existentes en el mercado, tanto terrestres como marítimos, cabe mencionar el diseño y construcción de otros medios especiales específicos para esta obra, ya citados anteriormente. Es el caso de las estructuras especiales diseñadas para el ajuste de las primeras dovelas en ausencia de los carros de izado de dovelas (fig. 10), o estos mismos carros que fueron diseñados para izar tanto la dovela metálica como las losas prefabricadas que conformaban la losa superior del tablero, en 2 etapas y con el carro estacionado. Las dimensiones y el peso de las piezas a elevar (la longitud de la dovela típica fue de 20 m, con un máximo de 27 m, y un peso de hasta 400 t) hicieron de estos elementos estructuras muy relevantes por sí mismas, con un peso de 500 t cada unidad (fig. 11) [7].

6. Control de la ejecución

Hoy en día es frecuente que los grandes puentes se instrumenten y monitoricen durante la etapa constructiva, para poder hacer un adecuado seguimiento de su comportamiento. En el puente de Cádiz, se prestó desde el inicio una especial atención a su instrumentación, pues, como toda estructura evolutiva, conocer los datos de la respuesta del puente tras una determinada operación es decisivo para anticipar las medidas a tomar en las operaciones

Figura 10. Elemento especial para colocación de dovelas iniciales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

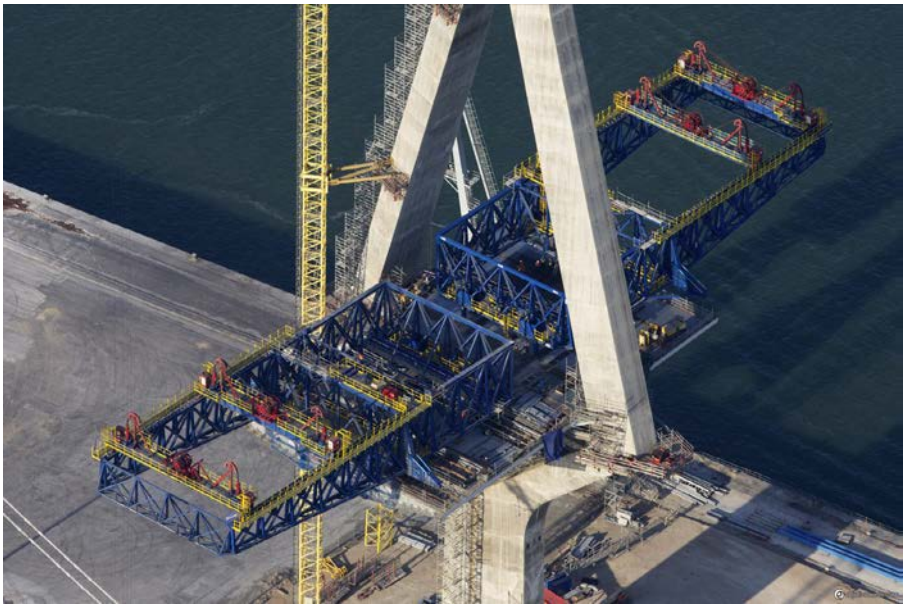


Figura 11. Carros de izado sobre el pilono situado en tierra.

siguientes. La monitorización del puente y su seguimiento han sido 2 pilares básicos del control de la ejecución [9].

El diseño de los vanos laterales, con una única pila intermedia separada 200 m del pilono, obligaba a su construcción mediante voladizos compensados, y no voladizos simples, que habría sido más sencillo, como por otro lado es bastante frecuente en los grandes puentes atirantados, en los que los vanos laterales están apoyados en varias pilas. Por tanto, los voladizos de la fase constructiva llegaron a ser de 200 m de longitud en ménsula libre, hasta que el vano lateral alcanzó la pila intermedia, momento a partir del cual el voladizo principal se estabilizaba sustancialmente para seguir creciendo hasta los 270 m previos al cierre. Estas dimensiones dan una idea de la gran flexibilidad del tramo atirantado en fase constructiva, que llegaba a descender hasta 2 m en punta, durante la operación de izado de dovela.

Por ello, se llevó en todo momento una secuencia ordenada de construcción en la que estaba caracterizada la estructura en cada una de las etapas, e inventariados todos los elementos que gravitaban sobre el tablero, tanto en peso como en posición (fig. 12). Se controlaban todos los elementos de la plataforma: bobinas de cordones para tirantes, grupos generadores, acopios y cualquier otro elemento, pues eran cargas capaces de provocar desplazamientos verticales apreciables, que había que tener en cuenta para verificar el adecuado comportamiento de la estructura en

Figura 12. Ubicación de las cargas sobre el tablero durante el proceso de construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 13. Vista general del puente.

cada fase. Huelga decir que el control geométrico de la estructura durante la construcción ha sido muy intenso [10].

También lo ha sido el control de las cargas de todas las dovelas y grandes piezas. O determinar el centro de gravedad de estas piezas, donde se puede destacar el del tramo desmontable, necesario para verificar la seguridad de las maniobras de transporte terrestre y marítimo y su posterior izado.

El control de los materiales, por la cantidad y la variedad de los utilizados en este puente, ha sido también continua durante toda la fase de ejecución, destacando los más de 13.000 series de probetas de hormigón ensayadas, o los también numerosísimos ensayos de soldaduras, barras de acero pasivo, cordones de pretensado y tirantes [11].

Otro aspecto importante del control de la ejecución es diseñar las operaciones de forma que se controlen los riesgos inherentes al proceso constructivo, tratando de eliminar estos riesgos o, en su defecto, minimizarlos. Así, por ejemplo, todas las operación de elevación, donde los elementos de izado tomaban la carga desde pontonas, se iniciaban con el ascenso de la marea para así mantener en todo momento el control sobre la misma.

Tras todas las operaciones de proyecto, construcción y control de la ejecución, brevemente descritas en las líneas precedentes, la imagen del puente ya terminado, que luce espléndido, es la última de una larga serie en la que el puente iba cambiando su aspecto día a día, conforme avanzaba su construcción. Unas fotos que nos revelan cómo el puente ha ido creciendo y cómo ha llegado a ser lo que vemos; y donde los protagonistas, además del propio puente, eran también todos los recursos de operación diseñados específicamente para este puente y otros muchos puestos a su disposición. Hoy ya solo podemos ver el puente acabado (fig. 13), pero todas las demás figuras recogidas en este artículo, que corresponden a su etapa constructiva, son las imágenes que encierran su verdadera historia.

Bibliografía

[1] J.M. González Barcina, F. Niño Tejedor, H. Bernardo Gutiérrez, V.M. Jiménez Aguadero, Recintos estancos en la cimentación marítima del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 37–42.

[2] J. Pascual Santos, D. Pajuelo Gallardo, D.E.L. Mendizábal, B. Arco, A. Carnerero Ruiz, Construcción del viaducto de acceso desde Puerto Real del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 221–234.

[3] P. Hue Ibargüen, J.M. González Barcina, Empuje del viaducto de acceso desde Cádiz del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 199–208.

[4] F. Espinosa de los Monteros Churruca, A. Martínez Cutillas, El tramo desmontable del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 209–219.

[5] C. Lucas Serrano, J.A. Navarro González-Valerio, Proceso constructivo del tramo a atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 101–109.

[6] C. Lucas Serrano, L. Peset González, J. de los Ríos de Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2015) 123–142.

[7] J.L. Castro Rubal, J. de los Ríos de Francisco, J. Arroyo Márquez, J.L. Salamanca García, Medios auxiliares y equipos especiales empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 173–183.

[8] P. Segura Perez, J.F. Martinez Díaz, Hormigón autocompactante antilavado para hormigón sumergido en las cimentaciones marítimas del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 43–48.

[9] V. Puchol De Celis, Instrumentación, monitorización y análisis del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 261–266.

[10] J.A. Navarro González-Valerio, C. Lucas Serrano, Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2015) 143–158.

[11] R. Reyes Cadenas, J.M. Gomá, Sistema de aseguramiento de calidad en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 273–276.

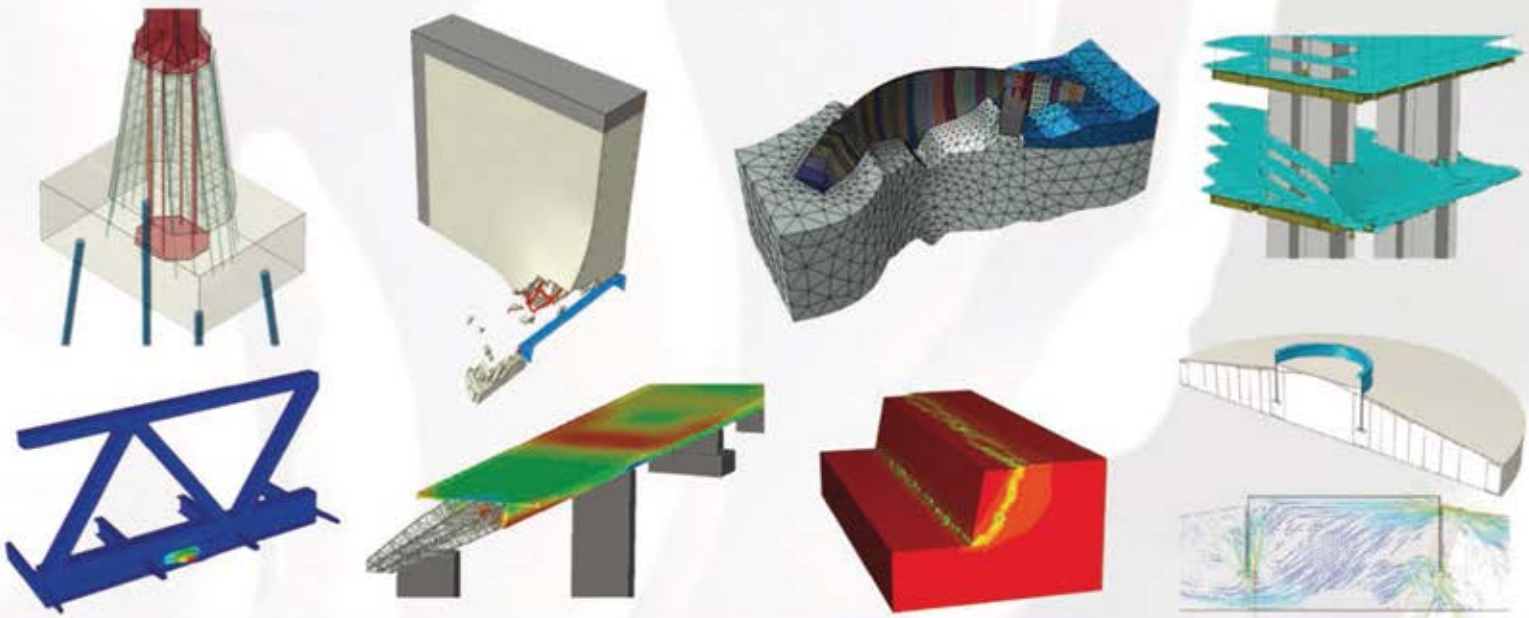
Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

DASSAULT SYSTEMES

PRINCIPIA

SIMULIA

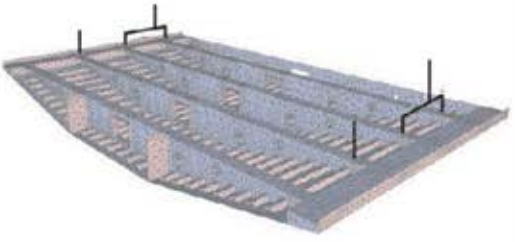
- Cálculos térmicos
- Dinámica estructural
- Impactos y explosiones
- Interacción suelo-estructura
- Efectos de fuego
- Dinámica de fluidos
- Optimización
- Fatiga



MÁS DE 30 AÑOS EN SIMULACIÓN AVANZADA

www.principia.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025



Apoyo a la Dirección Técnica

Diseño de elementos de izado para las dovelas

Estudio y corrección de la deformación transversal de las dovelas durante el izado

ines

Ingenieros Consultores. Consultoría y Proyectos

www.ines.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):33–36

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Cimentaciones del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Foundations of the 'Constitución de 1812' Bridge over the Cadiz Bay

Alberto Fernández Eusebio [a] y Manuel Pita Olalla [b,*]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, GINPROSA, Las Rozas, Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dragados, Madrid, España*

Recibido el 26 de octubre de 2015; aceptado el 28 de diciembre de 2015
Disponible en Internet el 29 de marzo de 2016

Resumen

En este artículo se hace un breve resumen de las principales características del terreno donde se apoyan las cimentaciones del puente y de la campaña de prospecciones geotécnicas que fue necesario realizar. También se describe el tipo de cimentaciones empleado y algunos de los medios auxiliares utilizados para la realización de los pilotes y encepados.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Sondeo; Ostionera; Plioceno; Pilote; Encepado; Tablestaca

Abstract

This paper includes a brief summary of the main geotechnical features of foundation's ground and of the geotechnical surveys that were performed to define them. It also includes a description of the main characteristics of the pile foundations and some of the ancillary means used during the construction of piles and pile caps.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Borehole; Ostionera; Pliocene; Bored pile/Drilled shaft; Pile cap; Sheet pile wall.

1. Introducción

Las cimentaciones del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz son profundas y realizadas mediante encepados de pilotes. El puente apoya en un total de 433 pilotes, de los cuales 277 son de 2 m de diámetro (del estribo 1 a la pila 25), 144 de 1,25 m de diámetro (pilas 26 a 37, con encepado doble) y 12 de 1 m de diámetro (estribo 2). De estos pilotes, 106 se hicieron en el mar desde pontona (pilas 3 a 12) y el resto desde tierra. En la tabla 1 se muestran las dimensiones de los encepados y el número de pilotes de cada uno.

2. Campaña geotécnica

Para el conocimiento de las características geotécnicas del terreno se realizó, ya desde la fase de proyecto, una extensa campaña de prospecciones y ensayos geotécnicos (fig. 1).

En su primera fase la campaña se centró en realizar 37 sondeos a rotación con recuperación continua de testigo distribuidos uno en cada pila o apoyo del puente, con la excepción de los pilonos principales, donde hicieron 2 sondeos. De estos sondeos, 15 se hicieron en el mar, mediante plataformas flotantes, y el resto en tierra. La profundidad máxima investigada fue de unos 50 m.

En estos sondeos se realizaron 50 ensayos presiométricos y 311 SPT, y se tomaron 353 muestras inalteradas y 62 alteradas. Sobre estas muestras se realizaron del orden de 300 ensayos de identificación de materiales (humedad, densidad, granulometría

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: mpitao@dragados.com (M. Pita Olalla).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.003
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Tabla 1
Dimensiones y número de pilotes por encepado

Apoyo	Dimensiones encepado (m)	N.° de pilotes	Diámetro pilotes (m)	Apoyo	Dimensiones encepado (m)	N.° de pilotes	Diámetro pilotes (m)
Estribo 1	39 × 9,4 × 2,4	8	2,00	Pilas 14 a 17	15 × 15 × 5,0	9	2,00
Pilas 2 a 4	13,5 × 9,5 × 4,0	5	2,00	Pilas 18 y 19	20 × 14,5 × 4,0	10	2,00
Pilas 5 a 7	15 × 9,5 × 4,5	6	2,00	Pilas 20 a 24	20 × 11 × 4,0	8	2,00
Pilas 8 y 9	15 × 15 × 5,0	7	2,00	Pila 25	20 × 8,5 × 4,0	6	2,00
Pilas 10 y 11	15 × 15 × 5,0	8	2,00	Pilas 26 a 37	2 × (9,5 × 5,5 × 2,25)	2 × 6	1,25
Pila 12	46 × 34 × 8,5	48	2,00				
Pila 13	46 × 40 × 9,0	56	2,00	Estribo 2	35,9 × 4,7 × 1,75	12	1,00

y límites de Atterberg), 198 cortes directos tipo CD sobre muestras inalteradas, 12 triaxiales, 20 ensayos edométricos y 10 de permeabilidad.

La campaña anterior se complementó posteriormente mediante la realización de sondeos adicionales, penetraciones dinámicas y penetraciones estáticas tipo CPTU. Estas últimas se realizaron sobre todo en los rellenos de aproximación a los estribos del puente, donde hubo que construir terraplenes y muros de suelo reforzado de hasta 12 m de altura sobre importantes espesores de rellenos hidráulicos de escasa competencia geotécnica y potencialmente licuefactables.

3. Caracterización geotécnica del terreno

El perfil geotécnico del terreno se caracteriza por la presencia continua de un sustrato plioceno competente, denominado *facies ostionera*, en el que se apoyan todas las cimentaciones del puente. La *facies ostionera* está constituida fundamentalmente por niveles de arena con pocos finos (indicios a algo), medianamente densa a muy densa (fig. 2), con ocasionales niveles de grava y de conglomerados, areniscas o calcarenitas con abundantes restos de conchas, conocidos localmente como «roca ostionera». A techo de esta formación, en el contacto Plioceno-Holoceno, aparece ocasionalmente un nivel de arcilla dura, a veces muy firme, de color marrón y gris verdoso. También han aparecido niveles arcillosos más profundos, en general con escasa continuidad y pequeño espesor, constituyendo lentejones aislados. Este sustrato aparece siempre cubierto por rellenos de diverso origen.

En el tramo marino del puente (PPKK 0+000 a 1+580) los rellenos son muy recientes y tienen espesores de 1 a 8 m. Están constituidos por la alternancia de capas de limos o arcillas orgánicos muy blandos a blandos y de arenas flojas a medianamente densas de color gris oscuro, con restos de conchas y ocasionales niveles de grava.

En el tramo terrestre del lado Puerto Real (PPKK 1+580 a 3+200), actualmente ocupado por el muelle de la Cabezuela y la zona industrial anexa, los rellenos tienen un espesor mucho mayor, que varía entre 25 y 16 m. Estos rellenos fueron vertidos a principios de los años sesenta con el objeto de ganar terreno

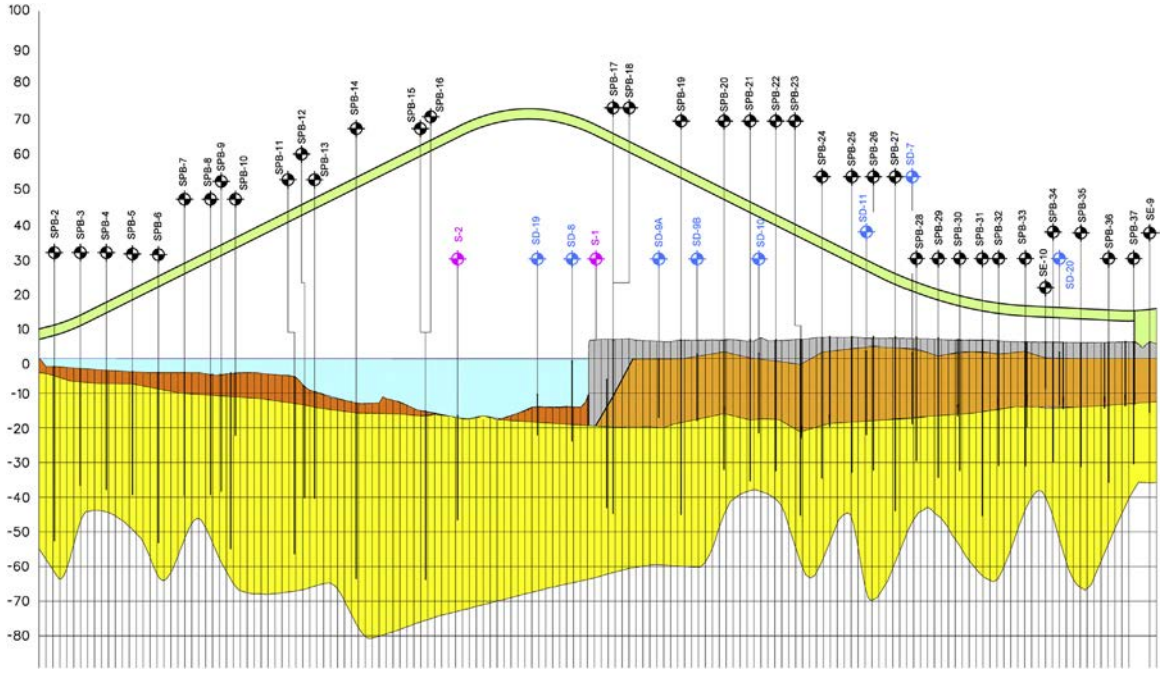


Figura 1. Perfil longitudinal geológico-geotécnico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

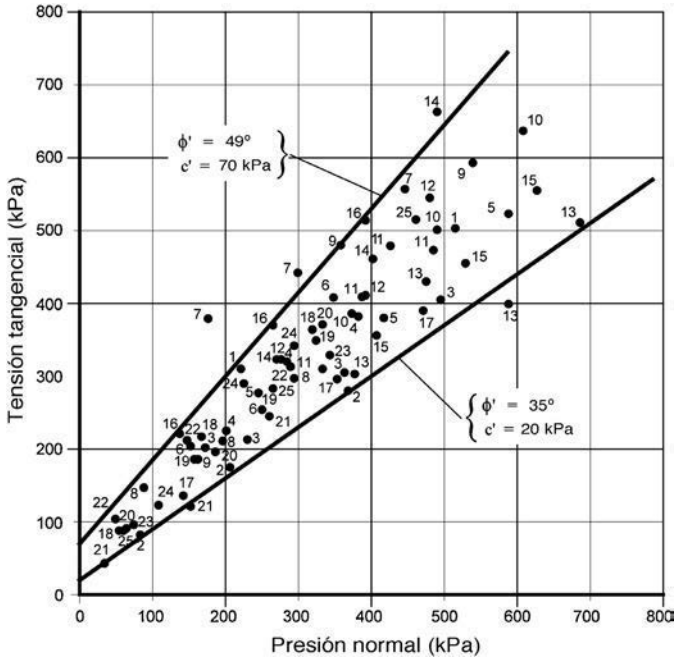


Figura 2. Resultados de ensayos de corte directo en suelos con menos del 30% de finos de la formación Plioceno.

al mar para ubicar la zona portuaria e industrial actual. Dentro de estos materiales se puede diferenciar un tramo inferior de 15 a 20 m de espesor de rellenos hidráulicos y un tramo más superficial de rellenos «no hidráulicos», de 2 a 4 m de espesor, cuya composición y grado de compactación es mucho más heterogénea. Los rellenos hidráulicos están formados por arena fina marrón y gris, floja a medianamente densa, con intercalaciones de limo y arcilla y ocasionalmente restos de conchas.

4. Ejecución de pilotes

Debido a la escasa compacidad de los terrenos superficiales existentes en la zona, todos los apoyos se proyectaron con cimentación profunda mediante pilotes unidos en cabeza con el correspondiente encepado. Estos pilotes trabajan por punta y por fuste empotrados en el sustrato plioceno, con una tensión máxima en cabeza de 6 MPa en servicio [1].

La excavación de los pilotes se realizó por medio de *bucket* o máquinas rotativas con barra «Kelly» equipadas con hélices. Cuando debido a la dureza del terreno no era posible atravesar una capa, se introducía una corona circular con dientes de widia *(carrutieri)*.

El sostenimiento de las paredes de la perforación se realizó mediante *lodos poliméricos* de tercera generación.

4.1. Pilotes en tierra

Desde tierra se ejecutaron un total de 327 pilotes, de los cuales 171 son de 2 m de diámetro, 144 de 1,25 m de diámetro (pila 26 a 37) y 12 de 1 m de diámetro (estribo 2). Cincuenta y seis de los pilotes de 2 m de diámetro pertenecen a uno de los 2 pilonos principales del puente (pila 13). El resto de pilotes en tierra corresponden a otros 28 apoyos [2].

Figura 3. Introducción de la armadura y camisa perdida.

Figura 4. Ejecución de los pilotes desde pontona.

La *longitud* de estos pilotes está comprendida entre 31 y 40 m, con lo que se empotran entre 10 y 13 diámetros en el sustrato plioceno.

Estos pilotes llevaban hasta el sustrato una *entubación perdida* de 5 mm de espesor que se soldaba a la armadura con los correspondientes conectadores que garantizaban el recubrimiento mínimo (fig. 3).

Todos los pilotes se equiparon con tubos metálicos unidos a la armadura para realizar *ensayos sónicos y sondeos en punta* de todos los pilotes. En el caso de que en la punta existiese material de escasa compacidad, se inyectaba la punta a través de estos tubos.

El *rendimiento* medio en la realización de estos pilotes fue alto, ejecutando cerca de 2 pilotes al día, con un único turno de 15 h al día.

4.2. Pilotes en mar

En total se ejecutaron *desde pontona* (fig. 4) 106 pilotes de 2 m de diámetro, 48 de ellos pertenecientes a uno de los 2 pilonos principales del puente (pila 12). El resto corresponden a los pilotes de los encepados de la pila 3 a la pila 11.

Para la realización de estos pilotes, en una primera fase se introducía con vibrador una *camisa metálica perdida* de 15 mm

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

de espesor y 2 m de diámetro, para evitar el lavado del hormigón y servir de encofrado en el tramo de agua del pilote. El empotramiento de la camisa perdida en el plioceno (entre 1 y 3 diámetros) se determinó para resistir los esfuerzos del oleaje, de impactos, con el hormigón fresco en el pilote.

La camisa también disponía de conectadores para transmitir a los pilotes los esfuerzos de tracción debidos a la flotación del recinto estanco. Esta camisa perdida se utilizó además como guía, apoyo y conexión a los recintos estancos, que servían para la ejecución en seco de los encepados.

Las *longitudes* de estos pilotes están comprendidas entre 30 y 42 m, con lo que se empotran en el sustrato plioceno 15 diámetros (30 m), y la armadura se introducía en 2 tramos.

Los pilotes se equiparon con 5 tubos metálicos unidos a la armadura para realizar *ensayos sónicos e inyectar la punta* de todos los pilotes. A pesar de las difíciles condiciones de ejecución en mar, tras el análisis de los resultados obtenidos, con los ensayos sónicos de integridad en pilotes en mar no se detectaron anomalías de consideración.

El *rendimiento* medio alcanzado en la ejecución fue de 2 pilotes al día (con 2 turnos al día de 12 h y excluyendo los movimientos de posicionamiento de la pontona).

La ejecución de todos estos pilotes fue llevada a cabo por una UTE Geocisa-Terratest.

5. Ejecución de encepados

5.1. Recintos tablestacados

Para la ejecución de los encepados de las pilas situadas en tierra se ha recurrido a un sistema de contención de tierras mediante *tablestacas hincadas.*

Aproximadamente el 50% de los recintos de tablestacas del puente necesitaron algún sistema de *apuntalamiento* para disminuir las flechas en cabeza y asegurar la estabilidad del recinto.

En el caso de las pilas 1 y 2, al no poderse hincar lo suficiente las tablestacas por la proximidad del sustrato plioceno, fue necesaria la ejecución de 4 pozos de bombeo en el interior del recinto. Con estos pozos de bombeo se buscaba evitar el posible sifonamiento del terreno y minimizar la subpresión sobre el encepado.

En el recinto de la *pila 13* (pila principal del puente situada en tierra), debido a la profundidad de excavación (unos 6 m), la imposibilidad de hacer marcos por el gran tamaño del encepado (46 × 40 m) y la proximidad de la pantalla de tablestacas traseras del muelle de La Cabezuela (a unos 7 m en planta), fue necesario hacer uno de los lados del recinto con una pantalla continua de hormigón armado de 0,8 m de ancho (fig. 5).

Figura 5. Imagen aérea de la excavación para la ejecución del encepado de la pila 13 (pilono principal en muelle de La Cabezuela).

En la mayoría de recintos, las tablestacas utilizadas eran de 11 m de longitud, habiéndose utilizado una longitud mínima de tablestaca de 8 m (en las pilas 30 y 31) y una longitud máxima de 24,5 m (en la pila 13).

5.2. Recintos metálicos

Para la ejecución de los encepados de las pilas 3 a 12, al estar ubicados en el mar, fue preciso el uso de recintos estancos para trabajar en seco por debajo del nivel del mar. Dada su singularidad, la explicación de estos recintos se realiza en un artículo propio en este número [3].

Bibliografía

[1] M. Martín Gómez, H. Bernardo Gutiérrez, J. Cayetano Rodríguez, M. Escamilla García-Galán, V.M. Jimenez Aguadero, F.J. Pérez Gamarra, Ejecución de cimentaciones del Viaducto de la Bahía de Cádiz. IV Congreso Internacional de Estructuras, ACHE. (2008).

[2] M. Martín Gómez, J. Cayetano Rodríguez, V.M. Jiménez Aguadero, G. Burbano Juana, M. Pita Olalla, Ejecución de las cimentaciones del Nuevo Puente sobre la Bahía de Cádiz, Jornada Técnica sobre Cimentaciones Singulares de Puentes (Marzo 2010).

[3] J.M. González Barcina, F. Niño Tejedor, H. Bernardo Gutiérrez, V.M. Jiménez Aguadero, Recintos estancos en la cimentación marítima del Puente de la Constitución de 1812, Hormigón y Acero. 67 (2016) 37–42.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):37–42

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Recintos estancos en la cimentación marítima del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Temporary cofferdams for the marine foundations of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Jose Manuel González Barcina[a,*], Francisco Niño Tejedor[a], Héctor Bernardo Gutiérrez[b] y Victor Manuel Jiménez Aguadero[c]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Aleph Consultores S.L.P., Madrid, España*
[b] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados S.A., Madrid, España*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UTE Puente de Cádiz, Cádiz, España*

Recibido el 19 de octubre de 2015; aceptado el 19 de noviembre de 2015
Disponible en Internet el 29 de marzo de 2016

Resumen

La cimentación de 10 de las pilas del nuevo Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz se ha realizado en el mar, con encepados de hormigón armado sobre pilotes del mismo material ejecutados con ayuda de camisas perdidas de chapa. Para la realización de estos encepados en seco se han fabricado e instalado unos recintos estancos metálicos de gran singularidad, tanto por sus dimensiones como por las condiciones de su colocación. En este artículo se describen dichos recintos, así como las líneas principales de su diseño y construcción.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Recintos estancos; Cimentaciones; Obra marítima; Estructura metálica; Estructura mixta

Abstract

The foundations of 10 piers of the new 1812 Constitution Bridge over the Cadiz Bay are located in the sea. They consist of long reinforced concrete piles below large pile caps of the same material. Pile shafts have been constructed using temporary metal sheets previously driven into the seabed. Dry construction of the pile caps has required the use of unique temporary steel cofferdams specially designed for this worksite. This paper describes these cofferdams, together with their key design and construction features.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cofferdams; Foundations; Marine work; Steel structure; Composite structure

1. Introducción

El nuevo Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz prevé la disposición de 10 pilas en el mar, incluyendo una de las torres que sustentan el vano principal del tramo atirantado. Las cimentaciones de estas pilas son de tipología profunda mediante pilotes encamisados de 2 m de diámetro y hasta 30 m de longitud (fig. 1). Todos los encepados quedan parcial o totalmente sumergidos en el agua, estando algunos total o parcialmente enterrados en el lecho, y otros claramente por encima de él, disponiendo de un tramo de pilotes exentos de soporte lateral entre el fondo del mar y la base del encepado correspondiente [1].

Para la construcción en seco de estos encepados se han diseñado unos recintos estancos de estructura mixta, formados por un cajón metálico abierto en su cara superior y una solera

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: jmgb@alephconsultores.com (J.M. González Barcina).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.11.002
0439-5689/© 2015 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 30/10/2025

Figura 1. Vista general de la Bahía de Cádiz.

mixta en su cara inferior que lo vincula a los pilotes, previamente ejecutados, sirviendo a su vez de elemento de estanqueidad para evitar la entrada del agua [2].

2. Descripción de los recintos

Debido a las diferentes dimensiones y profundidades de los encepados a ejecutar se establecieron 5 tipos básicos de recintos estancos, con las dimensiones que se resumen en la tabla 1.

Tal como se ha mencionado, cada recinto está formado por una estructura metálica en cajón, convenientemente rigidizada por medio de perfiles armados en T. Se han dispuesto arrostramientos de esquina entre las caras confluyentes para mejorar su comportamiento estructural (fig. 2). En el recinto mayor (fig. 3), dadas sus importantes dimensiones, dichos arriostramientos son más complejos, rigidizando cada una de las caras mediante celosías espaciales, más allá que el simple trabajo de apoyo puntual de una cara sobre otra, criterio con el que se han diseñado los correspondientes a los recintos menores.

El fondo de los recintos, además de disponer de la misma rigidización en T, se encuentra perforado para permitir el paso de los pilotes a través del mismo durante la colocación del recinto. La solera de los recintos se ha diseñado en estructura mixta hormigón-acero, que además de las funciones de estanqueidad y resistencia estructural general, sirve para conectar los recintos a los pilotes, garantizando la resistencia frente a las acciones del mar, básicamente subpresión y oleaje.

La estructura metálica se fabrica y ensambla íntegramente en tierra. Una vez transportado y colocado en posición definitiva cada recinto, la solera armada debe ser ejecutada con hormigón sumergido que garantice la doble misión estructural para la transmisión de las acciones del recinto a los pilotes por un lado, y funcional de estanqueidad necesaria para permitir el vaciado del recinto por el otro. Se trata, por lo tanto, de una aplicación novedosa del hormigón sumergido, que ha requerido de una campaña de investigación para asegurar la calidad de ejecución y las condiciones de adherencia a la armadura, imprescindible para el trabajo como hormigón armado [3–5].

Dada la secuencia de construcción prevista, con un máximo de 3 pilas y una torre atirantada ejecutándose al mismo tiempo, se tomó la decisión de fabricar una solera mixta por pila, y un conjunto de paredes por cada tipo de recinto. Por medio del empleo de uniones atornilladas entre ambos elementos, las paredes se retiran tras hormigonar el encepado y se reutilizan en todas las cimentaciones del mismo tipo, suponiendo un considerable ahorro en material.

3. Diseño y dimensionamiento de los recintos

El diseño de los recintos estancos tomó como premisa el garantizar que no hubiera entrada de agua en situaciones de trabajo normales, permitiendo únicamente el rebase durante circunstancias excepcionales. Para ello se efectuó un análisis de operatividad, del cual se determinó una primera cota de coronación a +9,50 (4,30 m de altura del nivel del mar y 5,40 m de altura de rebase) para asegurar el rebase nulo del oleaje en el interior del recinto en las peores condiciones posibles. Esta cota determinaba una altura de los recintos más altos de 17 m que se consideró excesiva. Por ello, y tras un análisis de sensibilidad, se adoptó como más razonable una cota de coronación a +6,50 y establecer un protocolo de alarma sobre unos valores de los parámetros de clima marítimo, de forma que si en las previsiones meteorológicas eran rebasados, se debería evacuar el recinto de personas. Con esta cota se aseguraba una operatividad en el interior del recinto durante todo el año de al menos el 90%.

Asimismo, como ya se ha mencionado, las paredes debían ser reutilizables y permitir su armado y desarmado al efecto. Por último, debían ser lo suficientemente flexibles en cuanto a precisión de colocación se refiere, habida cuenta de las evidentes dificultades que el preciso posicionamiento de este tipo de estructuras presenta en el ambiente marino.

Para el dimensionamiento del recinto se han tenido en cuenta las acciones a las que se ven sometidos en las diferentes fases de construcción, contando con su trabajo como estructura metálica o mixta, según proceda.

Una vez superadas las fases de fabricación, transporte y colocación, en las que los recintos trabajan como estructuras metálicas simples (figs. 2–5), se procede a la ejecución de la solera sumergida y al vaciado del agua de su interior. En la fase de recinto vacío, las acciones críticas son las debidas al mar, incluyendo subpresión, corriente y oleaje, siendo el efecto

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 1
Tipos de recintos estancos (dimensiones en metros)

Tipo	Pilas	Pilotes (n)	Dimensiones en planta	Cota fondo	Altura recinto	Dragado previo	Esp. solera
1	P-3	5	12,80 × 16,80	−8,40	13,65	Sí	1,00
1	P-4	5	12,80 × 16,80	−8,80	13,65	Sí	1,00
2	P-5 a P-7	6	12,80 × 18,30	−7,00	11,85	Sí	1,00
3	P-8 a P-9	7	18,00 × 18,00	−4,25	9,10	No	0,75
3a	P-10 a P-11	8	18,00 × 18,00	−4,25	9,10	No	0,75
4	P-12	48	37,30 × 49,30	−4,25	9,10	No	0,75

Figura 2. Fabricación de recintos.

Figura 4. Transporte en tierra.

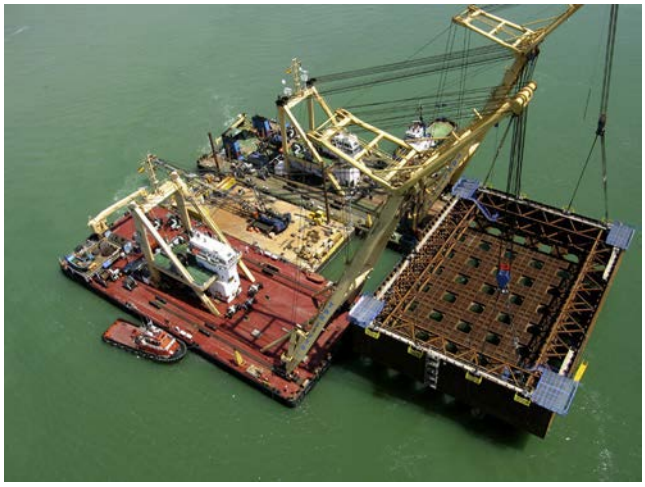


Figura 3. Transporte del recinto tipo 4.

Figura 5. Transporte de los recintos tipo 1 a 3.

de este último no despreciable frente a la subpresión, dada la relativa baja profundidad de agua, ello a pesar de las condiciones favorables del mar dentro de la Bahía de Cádiz.

En una tercera fase se debe considerar, además, el efecto del peso del encepado a hormigonar, que se une a las ya citadas acciones del mar, incluyendo un posible relleno interior de agua.

A modo de breve resumen de las acciones, se ha considerado una carrera de marea de 4,30 m entre las cotas −1,65 y +2,65 m. En cuanto al oleaje, se ha empleado una altura de ola significante de 1,50 m y corrientes de 1 m/s, correspondientes a un periodo de retorno de 50 años.

Además de las acciones debidas a las cargas gravitatorias y climáticas, el dimensionamiento estructural se realizó en consideración de las tolerancias permitidas en la construcción, siendo críticas las relativas a la posición de los pilotes, su relación con la solera de los recintos, y la consiguiente transmisión de cargas entre ellos.

Mención especial merece la hipótesis de transporte y colocación del mayor de los recintos, en el que se debieron estudiar

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

en particular las condiciones de carga y transporte con 2 carros multirrueda formados por 17 ejes dobles cada uno (68 ruedas gemelas) situados bajo la solera por limitaciones geométricas, lo que obligó a emplear contraflechas y calzos para distribuir adecuadamente la carga. También precisaron análisis especial las situaciones de apoyo de este recinto en el cantil del muelle, sobre dados de hormigón, y en mayor medida el transporte mediante cabrias, con cogida a las paredes laterales del recinto (fig. 4).

Los recintos cuya base se apoya en el lecho marino (con dragado, según tabla 1) se colocaron sobre una cama de grava convenientemente nivelada, de acuerdo con la tecnología habitual en la construcción de grandes estructuras marinas, como diques de cajones, garantizando unos niveles de precisión suficientes para las cimentaciones que nos ocupan.

En el resto de recintos, con base por encima del fondo marino, se diseñaron unos collarines (fig. 6) metálicos auxiliares que, vinculados a las camisas perdidas de los pilotes, permitían el apoyo de los recintos metálicos sobre ellos y la transmisión de su peso, además del peso de la solera de hormigón que completa el fondo del recinto en segunda fase. La nivelación de los apoyos de dichos collarines, para adaptarlos a la posición en alzado de cada camisa, se realizaba por medio de unos enanos y galgas de ajuste colocadas por buceadores tras mediciones topográficas submarinas. La tolerancia alcanzada fue de menos de 1 cm.

4. Instalación de los recintos estancos

Los recintos menores tienen una masa de entre 300 y 350 tm, siendo especial el caso del mayor, correspondiente a la torre del tramo atirantado, con una masa de 1.300 tm, valor que incluye la ferralla y los elementos auxiliares. Para la colocación de este último se emplearon 2 cabrias en paralelo (fig. 3), operación de singular complejidad ya que exige controlar la distribución de pesos en 4 puntos de izado. Una de estas cabrias también realizó el montaje de algunos de los recintos menores (uno de cada tipo). El resto de recintos se instalaron mediante grúa o grúas sobre pontona en diferentes configuraciones.

Como cuestión singular del montaje debe mencionarse que los recintos se colocaron sobre los pilotes previamente ejecutados, por lo que fue preciso extremar la precisión de la construcción de todos los elementos, así como diseñar soluciones estructurales capaces de acomodar y compensar las imprecisiones de construcción, tanto en cota como en posición en planta de los pilotes (figs. 6 y 7).

Dado que en muchos de los casos la parte superior de dichos pilotes se encontraba debajo del agua, resultaba indispensable contar con un sistema de asistencia al posicionamiento independiente de la visual. Para ello, mediante topografía, se determinó la posición de cada pilote a la altura del corte superior de la camisa metálica, creando un modelo digital. Por otro lado, se instalaron 4 antenas GPS en las esquinas de cada recinto, de manera que la posición de este era conocida en todo momento tanto en planta como en cota. Con estos datos, se elaboró un software de control que presentaba en tiempo real la posición de los pilotes así como de los orificios de la solera del recinto estanco, permitiendo determinar la distancia a los mismos y

Figura 6. Camisas de pilotes, collarín de apoyo y conexiones.

facilitando el trabajo de posicionamiento. En todos los casos dicho posicionamiento se conseguía, en primera instancia, actuando sobre 4 cabrestantes situados en la cabria o pontona, y en última, actuando sobre la posición de la pluma de izado. Esta tecnología resultó especialmente útil en el caso del cajón de 48 pilotes, donde una aproximación visual a todos ellos resultaba impracticable.

Una vez depositados los recintos metálicos en su posición, bien sobre el lecho de grava o sobre los collarines de las camisas metálicas (fig. 6), se procedió a comprobar las tolerancias, verificando que eran acordes con las previstas en el diseño, permitiendo pasar a la fase siguiente, de hormigonado de la solera. Para ello, se procede a terminar la instalación de armadura pasiva de la solera, y a su hormigonado sumergido, todo ello con ayuda de buzos.

Tanto si se trata de recintos apoyados en el lecho marino como de recintos «flotantes» sobre pilotes exentos, la transmisión de cargas entre recinto y pilotes se resuelve mediante elementos de conexión entre la solera mixta y aquellos, a través de su camisa metálica. Para ello se emplean conectadores tipo perno *(«stud»)*, del tipo habitual en las estructuras mixtas. Para corregir desviaciones durante la colocación de las camisas de los pilotes y daños durante la operación, algunos de estos conectadores fueron reemplazados bajo el agua, de nuevo con la ayuda de buzos que realizaban la soldadura sumergida y las comprobaciones de calidad como se realizarían en condiciones normales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 7. Pilotes en espera de recibir los recintos.

Figura 8. Recinto tras achicado, antes de descabezar pilotes.

Figura 9. Trabajo en el interior del recinto.

En cuanto la solera adquiere la resistencia apropiada se procede al vaciado del recinto y a la ejecución del encepado (figs. 8 y 9). Para no penalizar el dimensionamiento de la solera, los encepados se construyeron en 2 fases, con una primera tongada de 2 a 2,25 m de espesor, que una vez endurecida colaboró en resistir la segunda fase de entre 2,25 y 6,25 m de espesor, según el caso.

5. Desmontaje y reutilización de los recintos

El desmontaje de los recintos se realizó en 2 fases. En una primera, un cierto número de tornillos no estructurales y algunos estructurales se retiraron de manera controlada con operarios en el interior del recinto seco (fig. 10). Para ello se instalaron algunos puntales contra el encepado a fin de compensar la resistencia de los tornillos retirados. Esta retirada en seco permitía un alto ritmo de trabajo.

Alcanzado un punto, el recinto se inundaba igualando el nivel de agua interior y exterior, de manera que los esfuerzos solicitantes se veían fuertemente reducidos. En ese momento los buzos completaban la retirada del resto de tornillos, en sus fases finales ayudados por una grúa sobre pontona que sujetaba el tramo a desmontar en cuestión. Tras repetir esta operación en todos los módulos de pared, las piezas eran transportadas a muelle, donde,

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 10. Inundación del recinto previa a desmontaje.

Figura 11. Descarga de un tramo de pared en muelle.

tras una limpieza de las uniones que lo requiriesen, se procedía a su nuevo montaje sobre la nueva solera, dando lugar a un nuevo ciclo de trabajo (fig. 11).

Hay que destacar el excelente ajuste de las piezas reutilizadas en las de nueva fabricación, fruto de un buen control geométrico y de un diseño lo suficientemente rígido para evitar deformaciones indeseables.

Bibliografía

[1] M. Pita Olalla, A. Fernández Eusebio, Cimentaciones del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 33–36.

[2] J.M. González Barcina, F. Niño Tejedor, L. Peset, V. Jiménez Aguadero, Recintos Estancos del Nuevo Puente de la Bahía de Cádiz. V Congreso ACHE, Barcelona, 2011. 9 pp.

[3] H. Bernardo, M.Á. Vicente, D.C. González, J.F. Martínez, Cyclic bond testing of steel bars in high-performance underwater concrete, Struct. Eng. Int. 24 (1) (2014) 37–44.

[4] M. Martín, J.F. Martínez, H. Bernardo, M.A.M. Vicente, Desarrollo de un hormigón sumergido de altas prestaciones. Ponencia del V Congreso de ACHE, Barcelona. 2011.

[5] P. Segura Perez, J.F. Martinez Díaz, H. Bernardo Gutiérrez, Hormigón autocompactante antilavado para hormigón sumergido en las cimentaciones marítimas del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 43–48.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):43–48

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Hormigón autocompactante sumergido en las cimentaciones marítimas del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Self-compacting, anti-washout underwater concrete for the marine foundations of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Juan Fernando Martínez Díaz [a], Pilar Segura Pérez [b,*] y Héctor Bernardo Gutiérrez [c]

[a] *Licenciado en Ciencias Químicas, DRAGADOS SA, Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, DRAGADOS SA, Madrid, España*
[c] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, DRAGADOS SA, Madrid, España*

Recibido el 19 de octubre de 2015; aceptado el 20 de abril de 2016
Disponible en Internet el 13 de julio de 2016

Resumen

La ejecución de las cimentaciones de las pilas requería el hormigonado sumergido de la conexión de los pilotes con la losa inferior (encepado) de unos recintos estancos. Esta conexión debía asegurar tanto la estanqueidad como transmitir la subpresión a los pilotes. El hormigón a ejecutar debía cumplir unos requisitos estructurales y de puesta en obra poco habituales en hormigones sumergidos, incluyendo la adherencia a los conectadores y barras corrugadas, así como colocarse en obra por bombeo convencional, y rellenar bajo el agua celdas contiguas desde un único punto de bombeo, sin formación apreciable de una capa de finos lavados en la superficie del hormigón.

En este artículo se describe el desarrollo de un hormigón autocompactante antilavado con las prestaciones estructurales y de puesta en obra requeridas en el proyecto.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón sumergido; Autocompactante; Antilavado

Abstract

Completion of the foundation for the marine towers required underwater casting of concrete to connect the bottom slab of marine caissons to their supporting piles. This concrete connection should guarantee water-tightness of the caissons and resist the negative pressures transmitted from the caisson to the piles. Structural and placing requirements for the underwater concrete were more demanding than that usually present for this kind of concrete, and included good bonding with connecting steel studs and rebars. This could be placed with standard pumping equipment and was able to fill the bottom slab cells from a single pouring point in an adjacent cell without showing significant washout, or suspension of solids silting in any point of the concrete surface.

This article describes the design process and trials used to develop a self-compacting, anti-washout concrete mix meeting the project requirements.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Self-compacting concrete; Anti-washout concrete; Underwater concrete

1. Introducción

Los encepados de las pilas del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz se encuentran situados por debajo del nivel del mar, lo cual ha hecho necesario la ejecución de unos

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: psegura@dragados.com (P. Segura Pérez).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.04.006
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

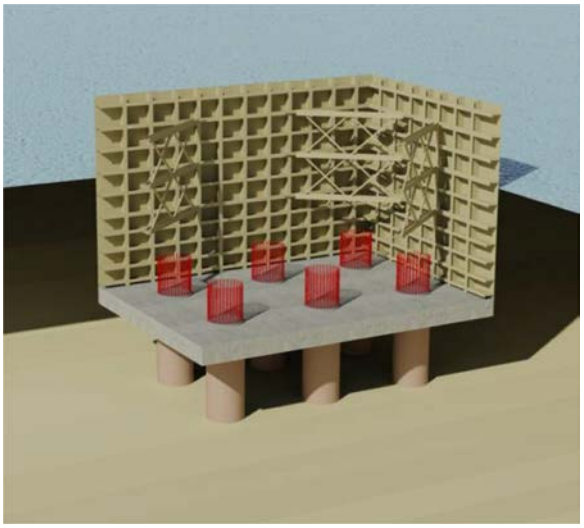


Figura 1. Recintos metálicos.

recintos metálicos estancos que permitieran trabajar por debajo del nivel del agua en seco.

Dado que dichos recintos no se encontraban empotrados en el fondo marino, sino conectados a una serie de pilotes con camisa metálica a una cierta distancia por encima del fondo marino, era preciso solventar 2 problemas: evitar la entrada de agua por el fondo, que tenía orificios para conectar con los pilotes, y proporcionar la suficiente resistencia para impedir su flotación anclándolo a los pilotes. Para conseguir este doble objetivo, el fondo de los cajones está constituido por una estructura mixta hormigón-acero que permite garantizar la estanqueidad una vez posicionado el cajón y hormigonada la misma, transmitiendo la subpresión mediante unos conectadores [1,2]. Unido a esto, es necesaria la colaboración de las armaduras de refuerzo embebidas en el hormigón (fig. 1).

El principal problema que se planteó es que, habitualmente, el hormigón que se ejecuta sumergido no tiene requerimientos estructurales como el hormigón armado, circunstancia que sí se daba en este caso. Por otro lado, las condiciones usuales de colocación de este tipo de hormigones, que suelen requerir que el extremo del tubo que suministra hormigón nuevo se encuentre siempre sumergido en la masa hormigonada, no podían conseguirse en este caso.

Debido a los numerosos condicionantes que rodeaban este elemento, fue necesario proceder al diseño de un hormigón autocompactante sumergido de altas prestaciones.

2. Diseño del hormigón

El diseño y desarrollo de dicho hormigón se realizó en el laboratorio central de DRAGADOS, SA, atendiendo a los siguientes condicionantes:

2.1. Puesta en obra: bombeabilidad

Durante su transporte a obra y colocación, el hormigón debe sufrir 2 procesos de bombeo (uno para el llenado de las cubas de la pontona de transporte, y otro para su colocación en obra desde la propia pontona). Esto hace que una buena bombeabilidad del hormigón y resistencia a dicho proceso sea especialmente importante. Los prolongados plazos necesarios para el bombeo, transporte y bombeo adicional hacen que el mantenimiento de las propiedades reológicas del hormigón fresco sea necesario durante un plazo superior a 2 h.

2.2. Resistencia al lavado

Las celdas que alojan los pilotes y una parte significativa del resto de las celdas deben hormigonarse después de sumergir el recinto. La disposición de las celdas y su armado hacen necesario que el hormigón resista el vertido sumergido, desde alturas en torno a 1 m, y que mantenga sus características después de verterse de una celda a otra a través de los orificios que las comunican a 30 cm de altura.

2.3. Autocompactabilidad y autonivelación

Para garantizar una unión estanca y monolítica de los pilotes con la base de los recintos, sometidos a importantes solicitaciones (subpresiones, peso del hormigón,. . .), así como una buena capacidad de envolver las armaduras de las celdas y los conectadores que garantizan la unión a los pilotes. Todo ello sin vibración debido a la ejecución bajo el agua, y con la necesidad de fluir y autonivelarse.

Teniendo en cuenta todos estos requisitos, incluido el de coste (tanto en aditivos como en cemento) y el de plazo de ejecución, se inició el proceso realizando un diseño previo en laboratorio que permitiera seleccionar un aditivo adecuado antilavado y proponer una adecuada dosificación del hormigón con los áridos, cemento y resto de aditivos disponibles.

Los parámetros inicialmente fijados fueron la autocompactabilidad y la resistencia al lavado. La resistencia a compresión fijada como objetivo, inicialmente fue de 45 MPa. Dicha resistencia era muy superior a la exigida, pero se pretendía tener un margen de seguridad suficiente una vez que el hormigón fuera colocado en obra, así como alcanzar elevadas resistencias iniciales para acortar los plazos de ejecución.

La dosificación inicial se basó en las ejecutadas hasta ese momento en obra y se muestra en la tabla 1.

Se ensayaron diversas combinaciones de aditivos superfluidificantes y antilavado. Las características reológicas exigidas al hormigón autocompactante fueron:

Tabla 1
Dosificación empleada

Componente	Peso (kg)
CEM II A/S 42,5 N/SR	450
Agua (a/c = 0,44)	200
Arena silícea 0/5	819
Grava silícea 5/15	819
Superplastificante PCE	9
Aditivo polifuncional	2
Aditivo antilavado	7,5

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 2. Escurrimiento.

- Escurrimiento (S) en el entorno de 600 mm (fig. 2).
- Anillo J > S-50 mm.

Con las mezclas que cumplieron estas condiciones se procedió a realizar el ensayo de resistencia al lavado del hormigón.

Uno de los ensayos más utilizados para analizar esta propiedad es el CRD-C 61 [3].

En dicho ensayo se somete una muestra de hormigón, contenida en un cesto de malla metálica, a varios procesos de caída libre en agua de 1.700 mm y ascenso a velocidad controlada. Posteriormente, se mide el % de pérdida en peso de la muestra.

De las 3 mezclas que fueron sometidas a este ensayo, empleando en cada una un aditivo antilavado diferente y manteniendo constantes los demás componentes, la primera presentaba unas pérdidas superiores al 30% después de 3 ciclos, lo cual la hacía inaceptable. La segunda muestra presentaba unas pérdidas tras 3 ciclos en el entorno del 12%, lo cual implicaba una buena resistencia al lavado. La tercera, pese a tener un buen comportamiento frente al lavado (pérdidas del 8% tras 3 ciclos), presentaba un excesivo contenido de aire ocluido, en el entorno del 10%, fruto de la combinación de los aditivos, lo cual no la hacía aceptable para el uso previsto.

Hay que destacar que este ensayo es particularmente exigente y que, en las condiciones reales de ejecución, los valores de lavado serán inferiores a los obtenidos en el mismo (figs. 3–6).

3. Pruebas a escala real

Una vez definida una dosificación en el laboratorio, se realizaron ensayos de puesta en obra a escala real para comprobar la viabilidad de los métodos de puesta en obra previstos y ajustar la dosificación de aditivo superfluidificante.

Unido a lo anterior, se realizaron ensayos para comprobar las características mecánicas del hormigón colocado bajo el agua, comparándolas con las del mismo hormigón colocado en superficie.

Se diseñó un molde tipo con características interiores similares a las reales (fig. 7).

El molde estaba dividido en 2 partes, con un orificio de diámetro 30 cm comunicándolas. Esto simulaba el recorrido que debía hacer el hormigón, llegando a una de las celdas y fluyendo a las demás gracias a sus características de autocompactabilidad. En la parte más alejada del molde se introdujo un tubo vertical que simulaba la camisa metálica de un pilote, con objeto de

Figura 3. Caída libre del cesto por la columna de agua.

Figura 4. Pérdida del 8%.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 5. Pérdida del 30%.

Figura 6. Pérdida del 12%.

comprobar la capacidad del hormigón de envolverlo sin que se produjera una junta fría. Adicionalmente, se colocaron una serie de armaduras corrugadas y lisas pasantes con objeto de comprobar la adherencia del hormigón a las barras mediante un ensayo de adherencia.

Se fabricaron 2 moldes, uno para ser llenado en tierra y otro para su llenado bajo el agua en condiciones similares a las reales, mediante bombeo directo y permitiendo que el hormigón fluyese por el encofrado, llenando las celdas contiguas. Los resultados de las pruebas demostraron que el hormigón era capaz de fluir correctamente tanto en seco como sumergido, llenando todo el molde y envolviendo adecuadamente todos los elementos existentes. La resistencia al lavado fue muy alta, presentando gran cohesión y resistencia a la disgregación.

Una vez ejecutados los moldes se procedió a comprobar las características estructurales:

- Resistencia a compresión simple.
- Adherencia con armaduras pasivas.
- Adherencia con pernos conectores.

Los resultados de rotura a compresión, tanto en probetas como en testigos extraídos del molde hormigonado en seco y del molde bajo el agua, fueron muy similares, oscilando entre 55 y 53 MPa a 28 días. La adherencia se evaluó mediante ensayos de arrancamiento (pull-out) de barras corrugadas dentro de esas mismas probetas, así como por medio de una campaña experimental en laboratorio que incluyó tanto ensayos pull-out estáticos como cíclicos, a fin de comprobar el desempeño de la adherencia ante este tipo de acciones [4,5]. Por otro lado, también se realizaron ensayos de arrancamiento de conectores embebidos en los bloques hormigonados para conocer si la falta de vibración y la puesta en obra sumergida tenían algún efecto pernicioso en su modo de funcionamiento, que resultaba clave para el funcionamiento de los recintos estancos.

Los valores obtenidos fueron muy satisfactorios en ambos casos, y la disminución de prestaciones atribuible al hormigonado sumergido es mínima tanto ante acciones estáticas como cíclicas, fruto de un correcto diseño de la mezcla y una cuidadosa puesta en obra.

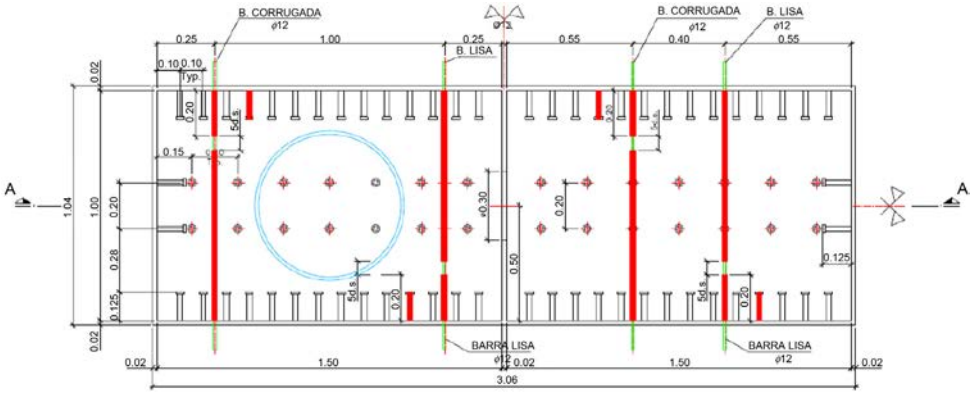


Figura 7. Molde empleado en las pruebas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 8. Llenado de molde en superficie.

Figura 9. Llenado de molde sumergido.

Una vez verificado que se disponía de una fórmula adecuada a los medios de transporte y puesta en obra previstos, se procedió a la ejecución del hormigonado de los recintos estancos, obteniéndose unos buenos rendimientos y resultados totalmente acordes a lo esperado. La alta resistencia al lavado facilitó enormemente el trabajo de los buzos, los cuales vieron como la habitual turbidez del agua, resultante del lavado de finos del hormigón, se veía muy reducida. Estos resultados representan un importante avance en la utilización de hormigón armado sumergido con misión resistente, abriendo la puerta a nuevos diseños que involucren su

Figura 10. Extracción de testigos de los elementos de prueba.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 11. Ensayo de adherencia pull-out en laboratorio.

Figura 12. Ensayo de arrancamiento de perno conectador en obra.

utilización y permitiendo mayor flexibilidad en la ejecución de obras marítimas (figs. 8–12).

Bibliografía

[1] J.M. González Barcina, F. Niño Tejedor, H. Bernardo Gutiérrez, V.M. Jiménez Aguadero, Recintos estancos en la cimentación marítima del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 37–42.

[2] M. Martín, J.F. Martínez, H. Bernardo, M.A. Vicente, Desarrollo de un hormigón sumergido de altas prestaciones, en: V Congreso de ACHE, Barcelona, 2011.

[3] United States Army Corps of Engineers. CRD C61-89A: Test Method for Determining the Resistance of Freshly-Mixed Concrete to Washing out in Water. US Army Experiment Station, Vicksburg, MS, 1-3.

[4] H. Bernardo, M.A. Vicente, D.C. González, J.F. Martínez, Cyclic bond testing of steel bars in high-performance underwater concrete, Structural Engineering International. 24 (1) (2014) 37–44.

[5] J.M. González, F. Niño, L. Peset, V. Jiménez, Recintos estancos del nuevo Puente de la Bahía de Cádiz, en: V Congreso ACHE, Barcelona, 2011, p. 9 pp.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):49–60

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Proyecto y construcción de las pilas y torres del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Design and construction of the piers and pylons of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Silvia Fuente García [a,*], Jesús de los Ríos de Francisco [b], Conchita Lucas Serrano [b] y Antonio Martínez Cutillas [c]

[a] *Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero/a de Caminos, Canales y Puertos, Dragados, S.A., Madrid, España*
[c] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España*

Recibido el 16 de octubre de 2015; aceptado el 1 de febrero de 2016
Disponible en Internet el 30 de marzo de 2016

Resumen

Las torres del tramo atirantado del Puente sobre la Bahía de Cádiz son el elemento resistente fundamental en servicio y de forma relevante durante la construcción por voladizos sucesivos del tablero hasta apoyar en las pilas de retenida, a 200 m, soportando grandes desequilibrios.

Todas las pilas están diseñadas basándose en una misma idea formal, con variaciones necesarias por funcionalidad.

Las pilas normales son monofuste, de canto variable. En el acceso desde Puerto Real, bajo el eje del tablero discurre un vial inferior y las pilas se abren formando un pórtico con un dintel pretensado sobre el que apoya el tablero.

Las torres principales son un fuste único en la parte inferior, que se separa en 2 brazos inclinados permitiendo el paso del tablero, y se cierra a la altura de los anclajes de los tirantes en un cajón mixto. Las tracciones bajo el dintel se recogen mediante una viga transversal pretensada.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Torre atirantada; Armario metálico; Desequilibrio de proceso; Encofrado autotrepante; Cimbra

Abstract

The pylons of the cable stayed bridge over Cádiz Bay are the main supports for service loads, and also during the construction of the deck by free cantilever system, until it reaches the back span piers 200 m apart, supporting important unbalanced loads.

The entire bridge is designed around an idea of uniformity in shapes, allowing for variations required for functional reasons.

Normal piers consist of unique shafts of variable depth. At the Puerto Real access, there is an area with a road under the axis of the bridge. There the piers transform into frames with a pre-stressed girder that supports the concrete deck.

The main pylons consist of a shaft that splits into two inclined branches to allow the crossing of the deck, and merge again at the stay anchorage height in a composite cage. The tensional forces under the deck are solved by a transverse pre-stressed girder.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cable stayed pylon; Steel cage; Unbalanced construction; Climbing formwork; Scaffolding

1. Introducción

En el diseño del puente prima la idea de unidad formal en toda su longitud, incorporando las variaciones indispensables por funcionalidad.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: sfuente@cfcsl.com (S. Fuente García).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.02.001
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. Pilas monofuste.

Figura 2. Pilas pórtico.

Las pilas normales son monofuste, de canto variable, solución con muy buen resultado visual que evita el efecto pantalla. Están generadas por 2 trapecios unidos por su base más ancha que recorren el eje de la pila manteniendo las bases constantes y variando su altura para ganar canto en tanto en la sección inferior como en la superior a la altura del tablero para alojar los apoyos, con una cintura de sección mínima que aporta esbeltez (fig. 1). En el acceso desde Puerto Real, en la zona en la que en la proyección en planta del tablero de hormigón discurre un vial inferior, los trapecios se separan para convertirse en los 2 fustes de un pórtico con un dintel pretensado sobre el que apoya el tablero de hormigón (fig. 2).

Las torres principales siguen la misma idea; se trata de un fuste único en su mayor parte, que se separa en 2 brazos trapeciales inclinados para permitir el paso del tablero, y se vuelve a cerrar a la altura de los anclajes de los tirantes. Las tracciones que aparecen bajo el dintel se recogen mediante una viga transversal pretensada. La parte superior es mixta, para recoger los efectos transversales de los tirantes (figs. 3 y 4).

Figura 3. Vista general de pilas.

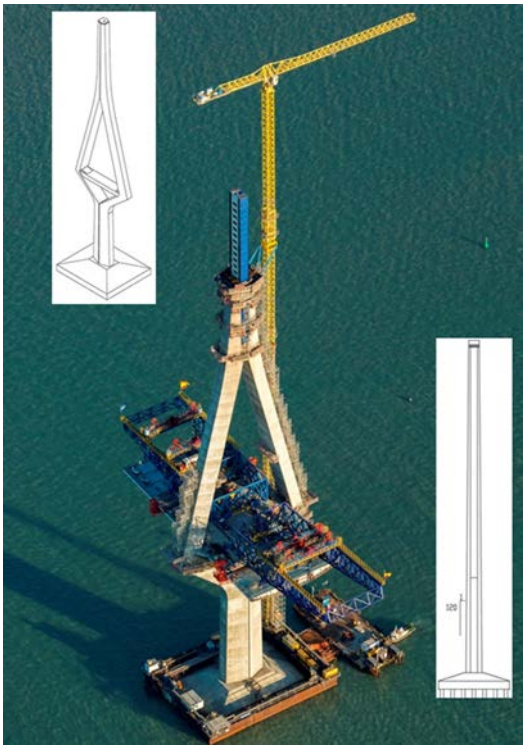


Figura 4. Torre en construcción con carros de izado de tablero perspectiva y alzado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

2. Descripción y geometría

El alzado frontal de las torres es de tipo diamante con una riostra horizontal sobre la que apoya el tablero. El fuste final es mixto, con un cajón metálico central donde se anclan en 22 niveles, con una modulación de 2 m las 2 parejas de tirantes, dispuestos en semiarpa en alzado y confluyendo sus ejes en el centro del fuste [1–4].

El contorno está generado por la evolución a lo largo de los ejes de los diferentes fustes de 2 trapecios que arrancan en el encepado con sus bases mayores yuxtapuestas según el eje longitudinal, formando un hexágono peraltado de 14 × 9 m; la primera medida es la distancia, en sentido transversal, entre las bases menores, de 4 m, que se mantienen constantes en toda la altura; la segunda medida es la magnitud de las bases de los trapecios en el arranque (fig. 4).

Estos trapecios, en su evolución en altura, terminan en un hexágono de dimensiones 6,16 × 6 m a la cota 186 m, sobre la bahía de Cádiz.

La única dimensión constante del contorno de cualquier sección es la anchura de las caras laterales exteriores, los 4 m ya citados. Con la excepción de los fustes inclinados 40° con la horizontal, que soportan la riostra, el resto son huecos, con espesor de pared variable según el tramo.

La riostra tiene un canto de 3 m, una anchura de 7 m y una longitud entre intersección con los ejes de los fustes inclinados inferiores y superiores de 42 m.

De la intersección de los brazos soporte con la riostra surgen los fustes huecos con una inclinación de 75° con la horizontal, que confluyen a 70 m sobre la riostra, en el arranque del fuste único que abraza el cajón metálico donde se anclan los tirantes.

Las pilas monofuste tipo «palmera» tienen una sección análoga, de hexágono hueco peraltado, que se ensanchan en coronación para soportar los apoyos separados 8 m (fig. 1).

Las pilas pórtico están formadas por una sección trapecial con los pilares huecos o macizos según su luz y un dintel trapecial pretensado que soporta los apoyos del tablero que están separados 10 m (fig. 2).

Todas las pilas están cimentadas mediante pilotes. Las torres principales lo hacen sobre 56 pilotes de 2 m de diámetro cada una, con encepados de 46 × 40 × 9 m. La ejecución de las cimentaciones de la bahía utilizando cajones estancos se describe en 2 artículos de este mismo número [5,6] (fig. 5).

Figura 5. Recinto estanco de cimentación de torre de la bahía.

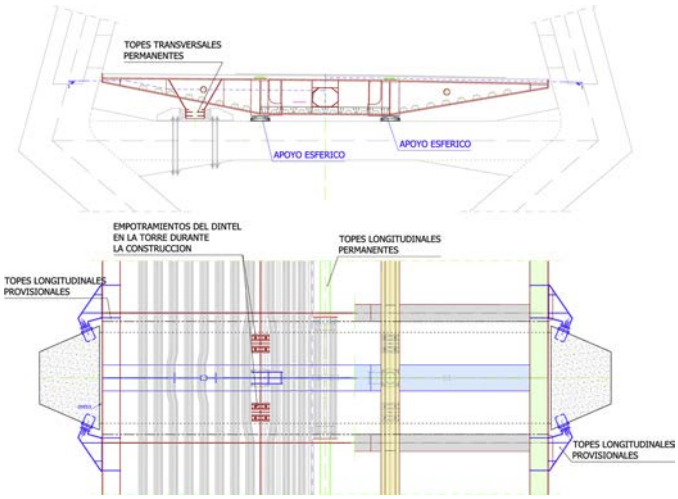


Figura 6. Detalle de riostra y apoyos en torre del muelle.

3. Vinculaciones entre torres y dintel

Las riostras de las torres alojan los elementos de apoyo de todas las vinculaciones entre torres y dintel (fig. 6).

El tablero se encuentra empotrado mediante pretensado y 4 apoyos provisionales verticales en cada pila durante el proceso en voladizo, empotramiento que se libera una vez se han colocado los primeros tirantes, sustituyéndose por los apoyos esféricos definitivos.

Durante todo el proceso el tablero se sujeta longitudinalmente a la torre a través de 4 cuñas exteriores que se sustituyen en servicio por un tope longitudinal permanente en la torre del muelle, capaz de resistir todas las cargas de servicio, y un transmisor de impacto (STU) en la pila de la bahía que permite resistir las fuerzas sísmicas entre ambas torres.

Además, en cada torre se aloja una guía transversal permanente formada por una llave en el tablero y topes metálicos anclados a la riostra con apoyos de neopreno teflón interpuestos.

La descripción y funcionamiento de todos los elementos se describe en otro artículo de este mismo número [7].

4. Proceso constructivo de las pilas

Los fustes, tanto de las pilas palmera como de las pilas pórtico, con alturas muy variables debido a la evolución de la rasante, se ejecutaron con encofrado trepante izado con grúa (figs. 7 y 8).

Las tongadas fueron de 5 m, con una primera tongada de arranque y regularización de altura variable, en función de la altura total del fuste.

Los capiteles de las pilas monofuste tienen una altura total de 13 m. Las caras laterales eran de una pieza y debían soportar la carga del hormigón en voladizo, puesto que la anchura del

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 7. Construcción de pilas monofuste en mar.

Figura 8. Construcción de pilas pórtico en tierra.

capitel en arranque es de 4,37 m, y en coronación, 10,50 m. Para facilitar el montaje in situ de la ferralla del capitel los encofrados frontales se montaban por fases, correspondientes a las tongadas de hormigonado, una vez colocada la ferralla y el encofrado interior (en el caso de la primera). En la tongada de coronación, con un fuerte armado horizontal, se fijaban todos los elementos de anclaje tanto de los apoyos definitivos de los tableros como de los provisionales en función de la operación futura a realizar (guiados de empuje, apoyos provisionales para colocación de dovelas sobre pila del tablero atirantado, etc.).

En las pilas monofuste ubicadas en la bahía, los medios auxiliares (grúa, brazo de hormigonado, amasadoras, etc.) se dispusieron sobre una barcaza.

Los dinteles de las pilas pórtico se pretensaron desde las caras inclinadas del dintel, para lo cual se dejaron cajetines que se rellenarían posteriormente. En algunas pilas los tesados se realizaron en 2 fases, parte en vacío y parte después de construido el núcleo del tablero.

Debido a la escasa capacidad portante de la explanada, que hubiera obligado a una cimentación profunda, los dinteles de la pilas pórtico se cimbraron sobre un paquete de vigas de celosía de gran canto apoyados, con los correspondientes elementos de anclaje y regulación para reparto de cargas, en los fustes. Los elementos de anclaje se replanteaban sobre el encofrado de los fustes, siempre en la misma posición relativa (fig. 8).

5. Proceso constructivo de torres y medios auxiliares

5.1. Fustes. Encofrado trepante

La configuración de los encofrados permite conseguir la geometría de fustes descrita anteriormente, caracterizada en general porque todas las caras excepto las laterales son alabeadas y de dimensión variable.

Los encofrados exteriores de los fustes de las torres son autotrepantes hidráulicamente para independizarse de las condiciones de viento y servir de protección de los encofrados interiores y de los paneles prefabricados de armadura durante el izado con la grúa-torre. Las tongadas son de altura variable, entre 4 y 5 m según los tramos (fig. 9).

5.2. Brazos inferiores. Cimbra

Los fustes inferiores inclinados se ejecutan con cimbra, formada por una estructura espacial triangulada. Los brazos se ejecutan en 5 tongadas. La primera es la coronación del fuste único, y las 4 siguientes, 2 por brazo, se ejecutan alternativamente de forma que el fuste opuesto colabora en el trabajo en voladizo del que se está hormigonando (fig. 10). En la figura puede verse la fase de coronación ya hormigonada y la cimbra dispuesta para las tongadas de los brazos.

Como la coronación de las tongadas se hizo horizontal, fue necesario armar por esfuerzo rasante las juntas de hormigonado (fig. 11).

Figura 9. Ejecución de fuste de torre con encofrado autotrepante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

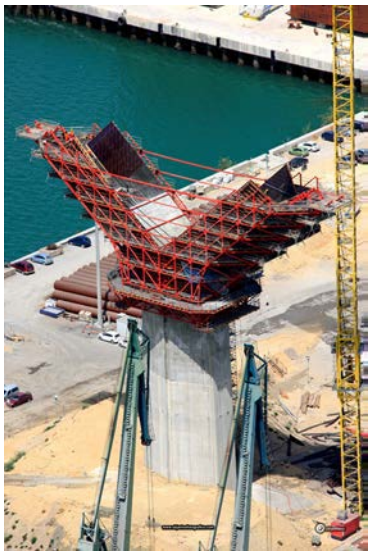


Figura 10. Fustes inclinados inferiores cimbrados.

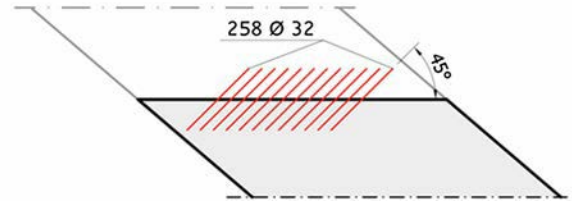


Figura 11. Armadura de rasante en juntas.

Figura 12. Cimbra de riostra.

Previo al cimbrado de la riostra sobre los fustes inclinados ya ejecutados, se pretensan estos con unos tirantes provisionales por un total de 32.000 kN para soportar el peso de la riostra y de los últimos 8 m de los brazos laterales, que incluyen la zona de anclaje del pretensado de la riostra. Los brazos de la cimbra a su vez están pretensados contra los fustes inclinados para minimizar las deformaciones producidas por el empuje de hormigón sobre los paramentos laterales de 8 m de altura.

5.3. Riostra

La riostra tiene un pretensado de 560.000 kN, constituido por 48 unidades de 55 cordones anclados en las caras exteriores de 4 m de anchura, y dispuestos en 12 filas y 4 columnas en una altura proyectada de 8 m. En el centro de la riostra de 7 m de anchura se concentran en 3 filas de 16 unidades.

Esta concentración de pretensado requiere unos cambios de trazado en el límite de la curvatura admisible, utilizando vaina rígida curvada a medida en la zona de trompetas, y condiciona la disposición de las 2 vigas laterales de la cimbra para permitir el enfilado de los cordones con la cimbra ya montada (fig. 12).

Condiciona también la disposición de la armadura exterior de los fustes. Supuso una complicación alojar los anclajes del pretensado dejando calles libres para la armadura vertical.

En las imágenes se puede apreciar la variedad de medios auxiliares utilizados, como la grúa-torre con cazo de 5 m^3 de apertura a distancia, el brazo auxiliar de hormigonado o la pasarela de comunicación entre fustes (figs. 12-16).

5.4. Fustes inclinados superiores. Puntales

Los fustes inclinados superiores son cajones huecos ejecutados con encofrado autotrepante. Para su construcción se utilizó un puntal intermedio con gatos de arena dispuesto a una altura tal que permitió controlar la fisuración de los brazos. Fue necesario considerar la contraflecha ya que la deformación prevista era apreciable (figs. 14-17).

Figura 13. Desmontaje de riostra en torre de la bahía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

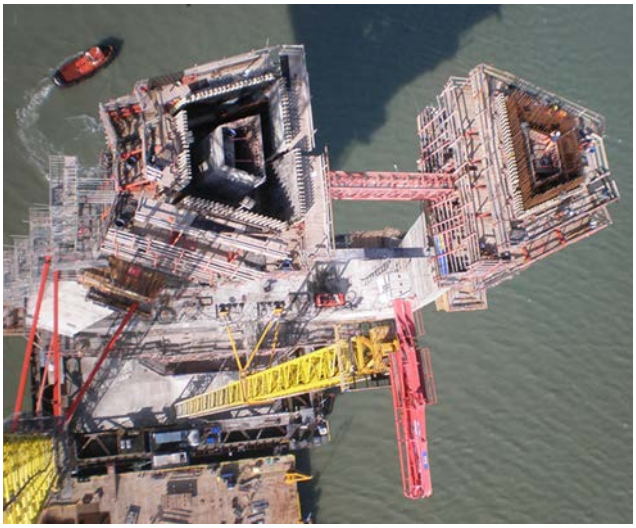


Figura 14. Encofrado autotrepante de fustes inclinados. Puntales entre fustes.

Figura 15. Encofrado autotrepante de fustes inclinados. Puntales entre fustes.

Figura 16. Encofrado autotrepante de fustes inclinados. Puntales entre fustes.

5.5. *Armarios metálicos*

El fuste final abraza el cajón de los tirantes formado por módulos rectangulares de 2 m de altura y dimensiones interiores longitudinal y transversal de 5,38 × 2,70 m.

En la torre en la bahía los cajones se izaban por módulos, con la grúa-torre, y se iban soldando previamente a la trepa.

En la torre del muelle se utilizó la grúa sobre cadenas de 230.000 kNm de capacidad, la misma con la que se subieron la dovela de arranque del tablero (700 t), las iniciales en voladizo y los carros de izado, lo que permitió izar grandes tramos de cajón y armadura simultáneamente (figs. 18 y 19).

6. Aspectos relevantes del cálculo de pilas

Los fustes de las pilas se han calculado utilizando el modelo general de barras del puente completo.

En la metodología utilizada para obtener los esfuerzos debidos al sismo, se ha realizado el cálculo modal espectral con el modelo completo y otro complementario de las pilas exentas para no perder los modos locales de las mismas, con frecuencias más altas.

En el caso de los dinteles pretensados se ha realizado un modelo de elementos finitos para estudiar con detalle la región D en la que se produce el anclaje, así como la distribución de tensiones en una viga tan corta (fig. 20).

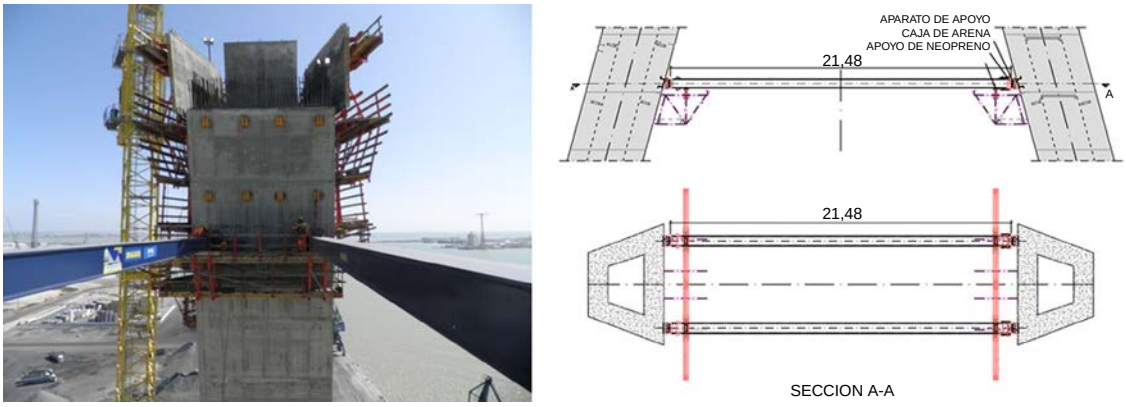


Figura 17. Puntales entre fustes inclinados superiores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 18. Izado de cajones con grúa sobre cadenas.

Figura 19. Montaje de cajones con grúa sobre cadenas.

7. Aspectos relevantes del cálculo de torres

7.1. Modelo general de cálculo

Ya desde el proyecto se estudió la torre como estructura evolutiva, considerando su propio proceso constructivo. Se planteó el pretensado provisional de los fustes inferiores inclinados antes de cerrar la célula inferior con la riostra, así como el apuntalamiento necesario para compensar el peso de los fustes superiores.

El cálculo del proceso de construcción de la torre se realiza con un modelo de barras evolutivo, considerando los efectos

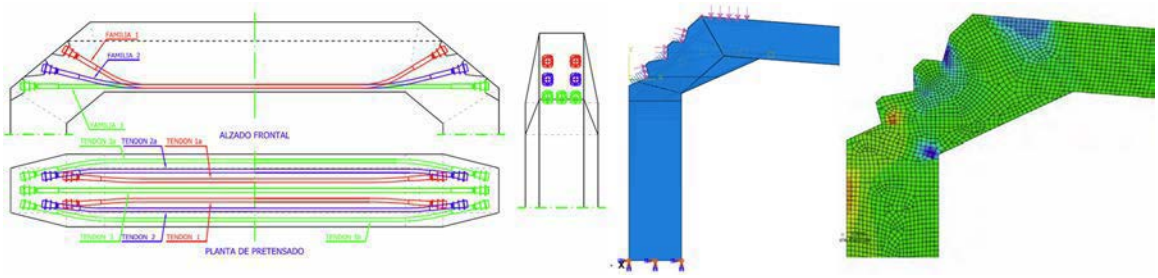


Figura 20. Modelo de elementos finitos de dintel de pilas pórtico, detalle de región D.

Figura 21. Modelo de torre completa para calibrar modelo de barras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

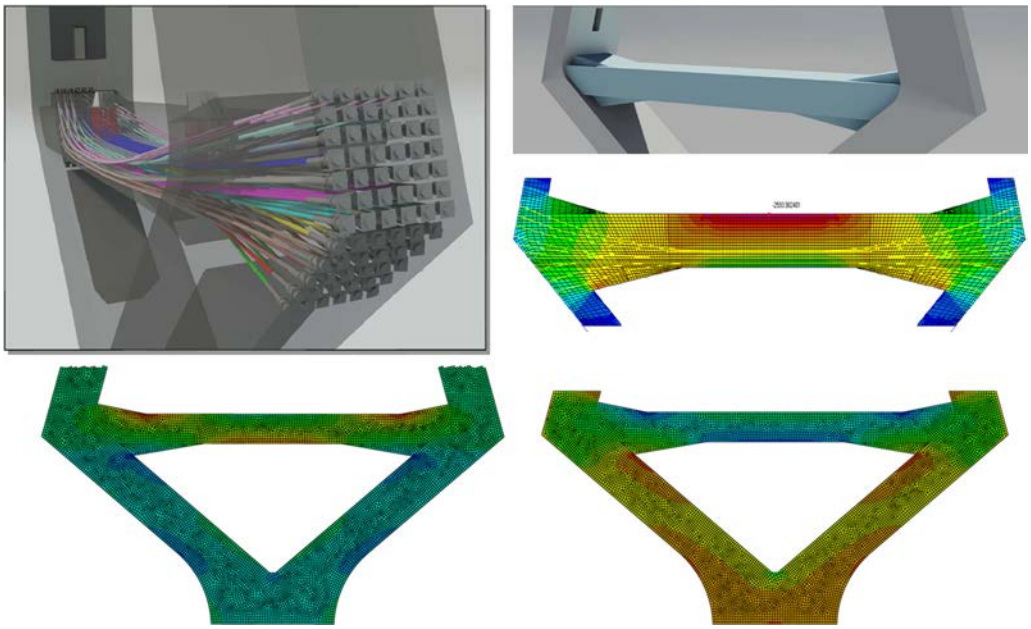


Figura 22. Perspectiva y modelo de riostra pretensada.

de los elementos provisionales, cuyos esfuerzos finales servirán de hipótesis de partida a los del modelo general del puente completo. Se han considerado también, por tanto, los efectos diferidos de fluencia y retracción.

Este modelo de barras general se ha calibrado con multitud de modelos de elementos finitos. Entre ellos, las propiedades se han extraído de un modelo de la torre completa 3D realizado con elementos sólidos para el hormigón y láminas para el acero de la sección superior mixta, con la configuración en su posición real de todos los apoyos del tablero en la torre (fig. 21) [8]. En paralelo se realizó un estudio de la evolución del módulo de elasticidad del hormigón con ensayos de probetas para obtener una mejor aproximación de la rigidez de la torre.

7.2. Riostra pretensada

Se realizó un modelo plano de elementos finitos de la célula inferior de hormigón para verificar el comportamiento de la riostra frente a las 560.000 kN de pretensado con un trazado fuertemente curvo y muy corto, que posteriormente se aplicó en un modelo de barras con nudos de proporción importante respecto a las dimensiones de la riostra (figs. 22 y 23).

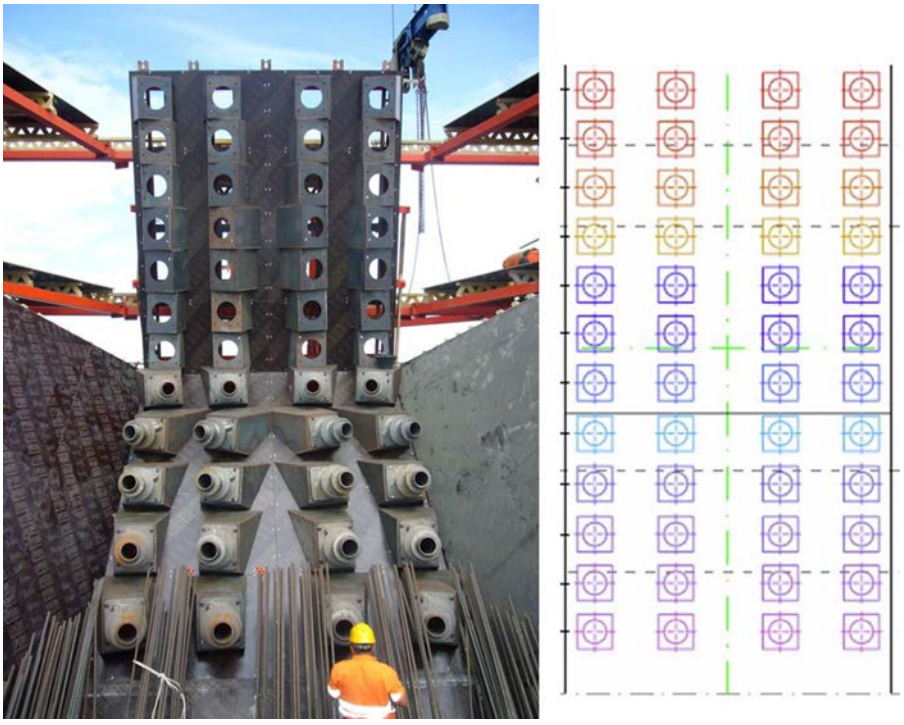


Figura 23. Detalle de anclajes de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

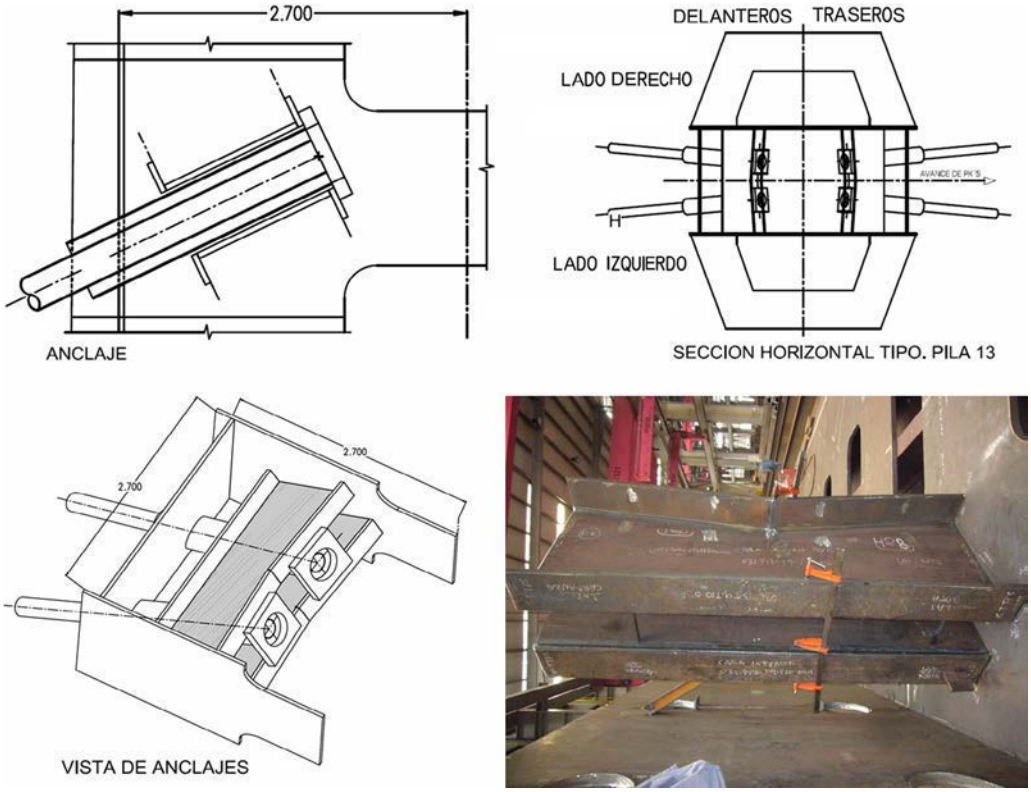


Figura 24. Sección transversal de armario y detalle de viga.

Mediante este modelo se comprobaron las tensiones de la célula tanto en vacío como durante las fases de proceso de la torre y en servicio, y se calibraron las fuerzas del modelo de barras para que las tensiones obtenidas con los métodos habituales de cálculo fueran congruentes.

7.3. Armario metálico y conexión con hormigón

La parte superior de la torre aloja los anclajes de los 88 tirantes en 22 niveles, con una pareja delantera y otra trasera cada uno.

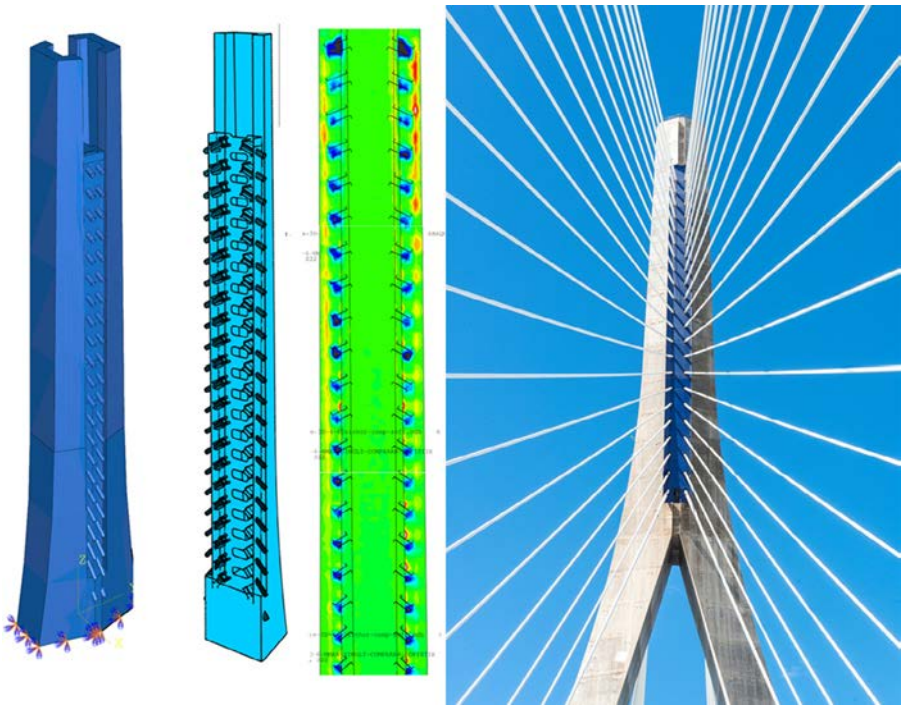


Figura 25. Modelo 3D de cabeza de torres con elementos sólidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

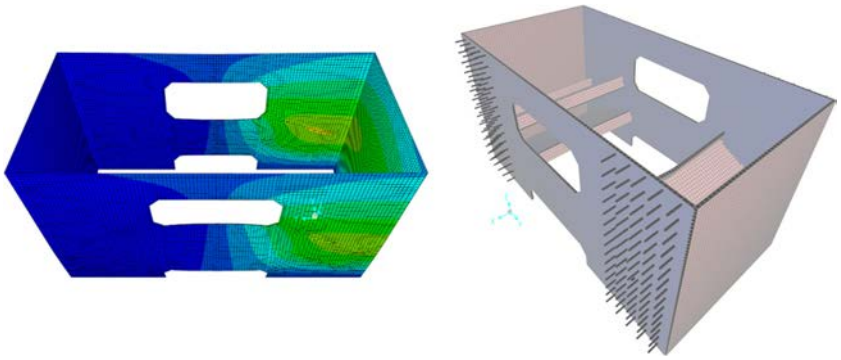


Figura 26. Modelos de módulo de cajón.

Para recoger el desequilibrio entre los tirantes delanteros y traseros de cada nivel se ha planteado un cajón metálico conectado al fuste de hormigón. El conjunto funciona a modo de marco transversal. Los anclajes de los tirantes apoyan directamente sobre una viga formada por 2 vigas con sección en U empresilladas para evitar la distorsión, y dejan pasar los tubos de los tirantes entre ellas, transmitiendo los esfuerzos a los laterales del cajón metálico, que a su vez están conectados mediante pernos a la sección de hormigón. El cajón metálico se cierra por la parte delantera con una chapa frontal con taladros para el paso de tubos de tirantes que colabora frente a los esfuerzos verticales de la torre (fig. 24).

En general se puede concluir, a partir de los modelos de elementos finitos completos realizados, que la mayor parte de la transmisión de esfuerzos al hormigón se realiza en cada nivel, no acumulando el cajón metálico tensiones verticales elevadas a la altura de la basa de apoyo en la zona de conjunción de los 2 fustes inclinados.

Como se indicaba en el apartado anterior, se ha realizado un modelo 3D de elementos finitos tipo sólidos para el hormigón y láminas para el cajón, que ha servido para analizar hipótesis simples representativas, equivalentes a los máximos esfuerzos en las secciones de la torre. Se han analizado además en este modelo todas las fases de proceso necesarias (fig. 25).

Mediante este mismo modelo, así como en otro de láminas, se ha comprobado el dimensionamiento de los pernos conectadores optimizando su distribución dentro de cada nivel. Cada uno los pernos tiene capacidad de transmitir toda la fuerza vertical de los

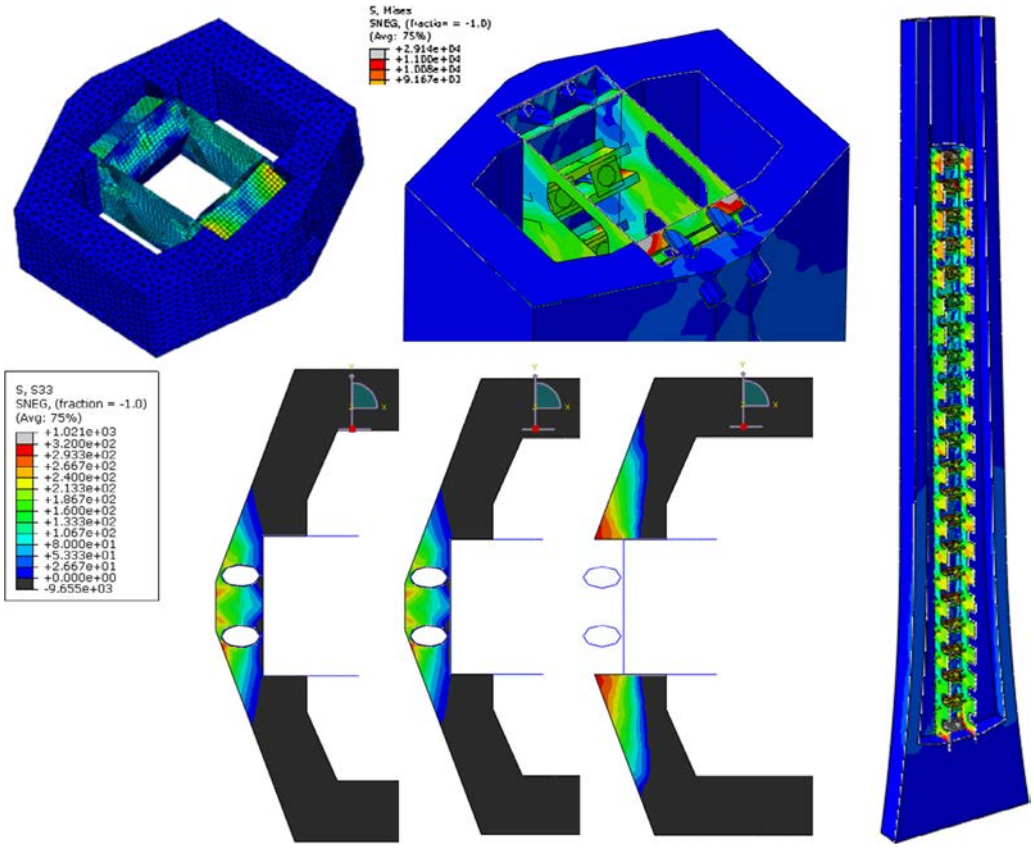


Figura 27. Estudio inicial de armario metálico con y sin hormigón en caras frontales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 28. Vista interior de armario metálico.

Figura 29. Basa de apoyo del armario metálico en taller.

4 tirantes, así como el desequilibrio horizontal entre las 2 parejas (fig. 26).

Se realizó un estudio inicial para diversas configuraciones del cajón, tanto con modelos de módulos individuales como con modelos completos, considerando un recubrimiento de hormigón en las caras frontales que finalmente se eliminó, ya que, de existir, la fisuración por compatibilidad de deformaciones era muy condicionante (fig. 27).

Ante los esfuerzos generales de rotura en las secciones del fuste vertical, se ha considerado la colaboración de toda la sección mixta, que incluye el hormigón armado de los laterales y el cajón metálico interior, con la reducción correspondiente por las ventanas para el paso de tirantes y anchos eficaces.

La estructura de apoyo inferior del armario metálico al hormigón se dimensionó tanto para transmitir el peso propio del mismo durante el montaje, como para las tensiones en servicio no transmitidas en cada nivel a las caras laterales del hormigón, provenientes de los esfuerzos generales de flexión de la torre (figs. 28 y 29).

La basa permite un replanteo perfecto de la parte inferior. La geometría de todo el armario debe estar perfectamente controlada, con tolerancias mínimas, ya que de ella depende la correcta colocación de todos los anclajes de tirantes, con poca capacidad de adaptación una vez dispuesta, salvo mediante fresado de las vigas y mecanizado de las placas de anclaje.

7.4. Condicionantes durante el proceso de construcción del tablero atirantado

Cuando se tomó la decisión de construir el tablero con dovelas de 20 m, parte de la torre del muelle ya estaba construida, por lo que fue necesario verificar en todas las fases la validez de las secciones inferiores, así como controlar la seguridad de la viga riostra a torsión durante las fases de construcción en voladizo hasta la llegada al primer tirante.

Para las comprobaciones de las secciones de la torre se tuvieron en cuenta los efectos no lineales durante el proceso constructivo; este punto se desarrolla de forma más detallada en

Figura 30. Vista final de la torre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

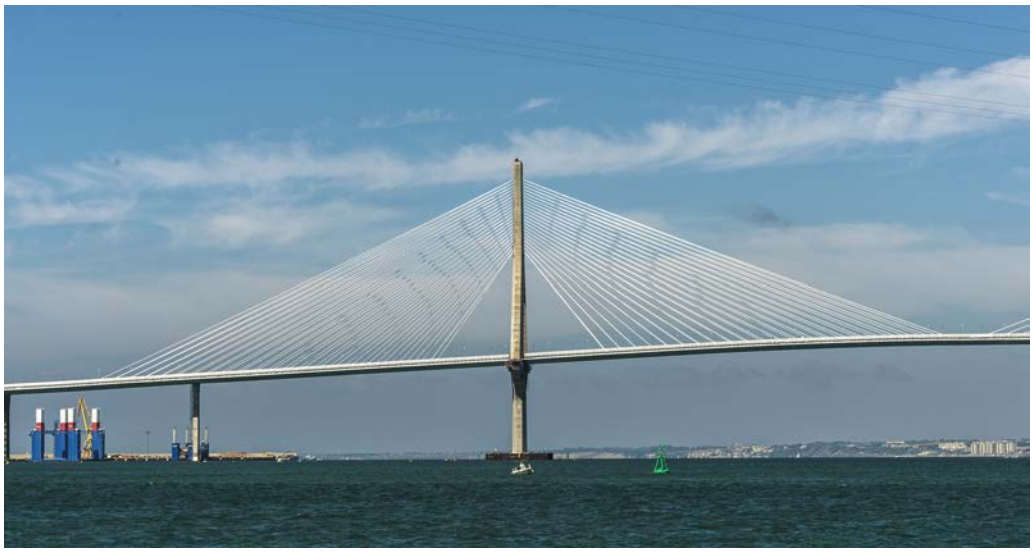


Figura 31. Vista lateral de la torre.

el artículo de este mismo número «Cálculo del proceso constructivo del tablero atirantado» [9].

Una vez se hubo llegado a apoyar el tablero en las primeras pilas, en principio hubiera sido posible continuar con un desequilibrio mayor de una dovela entre ambos frentes, pero se impuso como condición que la parte superior de la torre nunca llegara a fisurarse durante el proceso para no añadir incertidumbres al necesario control de deformaciones.

En la última imagen se aprecia el aspecto final de la torre una vez retirados todos los medios auxiliares y a falta de disponer el elemento ornamental en coronación. Como se puede ver, se ha dejado un plumín en la parte superior para permitir el izado de material durante futuras labores de mantenimiento (figs. 30 y 31).

Bibliografía

[1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona (2011) 723–724.

[2] J. Manterola, A. Martínez, S. Fuente, V. Jiménez, J. de los Ríos, C. Lucas, Ejecución de los mástiles del tramo atirantado del puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona (2011) 487–488.

[3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: aspectos avanzados de su análisis, Congreso ACHE, Madrid (2014) 283–284.

[4] Manterola J., Martínez A., Navarro J.A., Fuente S. Bridge over the Cádiz Bay, Spain. 37th IABSE Symposium, Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People, p. 532-533.

[5] M. Pita Olalla, A. Fernández Eusebio, Cimentaciones del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 33–36.

[6] J.M. González Barcina, F. Niño Tejedor, H. Bernardo Gutiérrez, V.M. Jiménez Aguadero, Recintos estancos en la cimentación marítima del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 37–42.

[7] A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro González-Valerio, S. Fuente García, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 71–85.

[8] ABAQUS 6.13 [Computer Software]. Waltham, MA, Dassault Systems.

[9] J.A. Navarro, C. Lucas, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo a atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 111–122.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):61–69

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Duques de alba para protección de la torre en el mar del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Dolphins against vessels impact in maritime pylon of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Noelia González Patiño [a,*] y José Manuel Domínguez [b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, DRAGADOS, SA, Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, SL, Madrid, España*

Recibido el 25 de noviembre de 2015; aceptado el 15 de febrero de 2016
Disponible en Internet el 31 de marzo de 2016

Resumen

El proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz incluye la ejecución de un sistema de protección en torno a la cimentación de la pila 12 frente a la hipótesis accidental de impacto de un buque contra la misma.

Para su definición se ha realizado un análisis de riesgos así como la estimación de las defensas más adecuadas para la absorción del posible impacto. Dichas defensas se anclan sobre las 4 estructuras de protección, cimentadas sobre pilotes metálicos con superestructura de hormigón armado. El encepado es ejecutado mediante encofrado perdido con piezas prefabricadas.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Duque de alba; Energía de impacto; Pilote; Frecuencia de colapso; Prelosas prefabricadas

Abstract

The design for Constitución de 1812 bridge over the Cadiz Bay includes the construction of a protection system around the maritime pylon number 12 against the accidental case of a vessel impacting on it.

A risk analysis has been made in a first instance, followed by the definition of the suitable fenders to absorb the estimated impact. Fenders are installed on four protection structures, founded on steel piles and with reinforced concrete superstructure. This superstructure is built using precast pieces as lost formwork.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Dolphin; Impact energy; Pile; Colapse frequency; Precast slabs

1. Introducción

La pila 12, correspondiente a la parte marítima del tramo de puente atirantado, está situada en la margen derecha del canal de acceso para los buques que se dirigen a la dársena de la Cabezuela, Zona Franca, Base Naval y Astilleros del Puerto de Cádiz.

Teniendo en cuenta que existirá un tráfico diverso que seguirá esta ruta navegable, el proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz contempla la ejecución de un sistema de protección de dicho pilono frente a la situación accidental de impacto de buques sobre la estructura.

2. Estudio de riesgos náuticos

De acuerdo con la metodología descrita en la recomendación «*AASHTO Guide Specification and Commentary for Vessel*

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: ngonzalezp@dragados.com (N. González Patiño).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.02.004
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

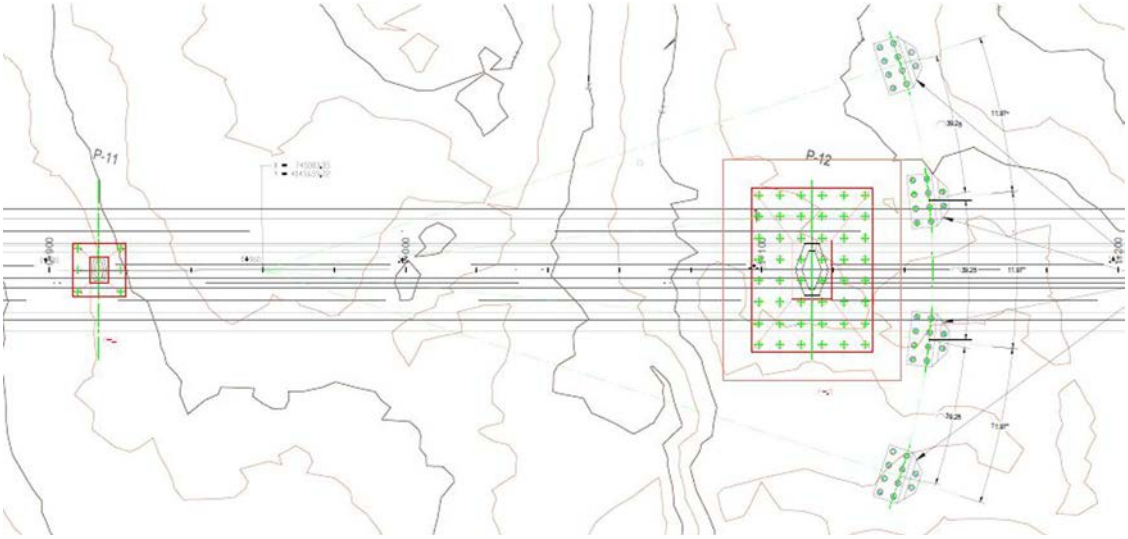


Figura 1. Definición de ubicación de duques de alba.

Collision Design of Highway Bridges (2009)» [1] se ha realizado un estudio para evaluar la probabilidad de impacto de embarcaciones de gran porte sobre la torre marítima del puente. Dicho análisis se realiza desde el punto de vista de consecuencias para el puente, sin valorar la repercusión de otro tipo de consecuencias de una colisión (medioambientales, funcionales, sociales, etc.).

Se trata de calcular la frecuencia anual de colapso AF como producto de 4 factores:

- Número anual de buques que navegan en la zona adyacente al pilono.
- Probabilidad de desviarse de su trayectoria.
- Probabilidad geométrica asociada a cada tipo de buque.
- Probabilidad de colapso del puente en caso de impacto.

De acuerdo con las comprobaciones realizadas, la fuerza estática máxima en ELU que soporta la pila susceptible de sufrir el impacto es de 40.710 kN.

Los escenarios de estudio se definen de acuerdo con las condiciones reales de navegación de la zona, para lo cual ha sido necesario recopilar datos de diferentes fuentes para representar correctamente el clima, el canal de navegación, el puente y el tráfico y la flota de buques que transitan en esta zona.

- Los datos de viento proceden de las bases de datos de Puertos del Estado.
- Los datos de oleaje, marea y corriente se han obtenido de estudios anteriores en la Bahía de Cádiz [2], [3], [4], [5].
- Los datos estadísticos completos de tráfico de la Bahía de Cádiz se obtienen del sistema *Automatic Identification System* (AIS) a través de Puertos del Estado. Corresponden al período de marzo de 2012 a marzo de 2013.

Del análisis de los datos de tráfico se deduce que la mayor parte de los buques de cierto tonelaje, y por tanto los que supondrían mayor energía de impacto en caso de accidente, son remolcados en esta parte de la bahía. Asimismo se comprueba que los buques de mayor importancia en número de movimientos son los remolcadores y los cargueros. Por esloras destacan las inferiores a 50 m y las comprendidas entre 175 y 200 m.

Para cada uno de los buques analizados se dispone de la distancia de paso, velocidad, rumbo, manga y calado medio, así como su desviación estándar para cada grupo y clasificación de esloras considerada.

El método II de la AASHTO se basa en un análisis probabilístico para definir las cargas de impacto por colisión de un buque sobre la estructura del puente. El valor de probabilidad admisible depende de la importancia y repercusión del puente en la sociedad, clasificando el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz como «crítico».

En este caso la frecuencia de colapso AF debe cumplir con el criterio anual $AF < 0{,}0001$ para que no sea necesaria la colocación de protecciones.

El riesgo de colisión para la pila 12, evaluado con la frecuencia anual de colapso, es $AF = 0{,}000022 < 0{,}0001$. Asimismo, para las pilas 10 y 11 se ha comprobado que los valores son inferiores también.

Se concluye por lo tanto que, en la situación correspondiente a los años 2012-2013, no es necesaria la protección de la pila 12 en términos de probabilidad de colapso, si bien parece razonable disponer de un sistema de protección frente a impacto por deriva transversal en el entorno de dicho pilono.

3. Duques de alba

El sistema de protección frente a impactos transversales de buques, en caso accidental para el pilono marítimo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, está formado por 4 duques de alba dispuestos en formación de arco de círculo (36°) en torno a la cara este del encepado de la torre 12 (fig. 1).

Cada duque de alba está formado por 10 pilotes verticales de tubo metálico, con 1,5 m de diámetro y 20 mm de espesor, hincados a una profundidad de 30 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

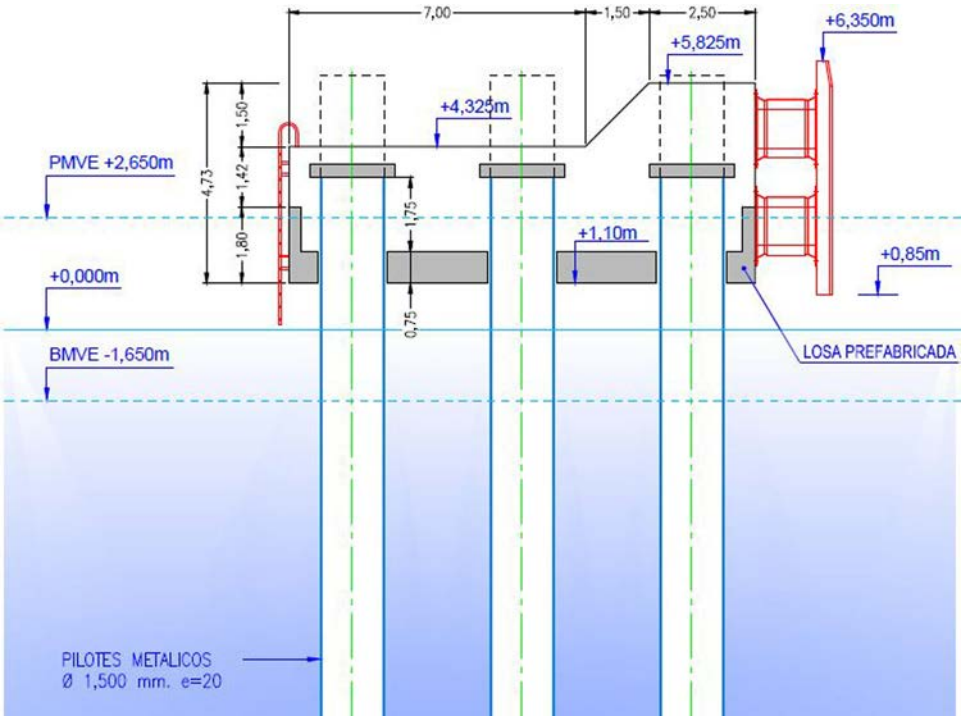


Figura 2. Duque de alba. Alzado.

La estructura de coronación que servirá de elemento de unión entre pilotes, descrita a continuación, se proyecta con sección de hormigón armado. Dicha estructura, a su vez, servirá de superficie de conexión para la defensa que absorbe la energía de impacto (fig. 2).

Las cotas que determinan el dimensionamiento en alzado de las estructuras de defensas están condicionadas por:

- El puntal del casco de los buques predominantes del tráfico en la zona.
- El desnivel de marea de la Bahía de Cádiz.
- Las necesidades de anclaje de la defensa de escudo a instalar en el duque de alba.

Con el fin de dar respuesta a estos condicionantes, se establecen como cota inferior de la superestructura la + 1,10 m y como cota superior en la zona de anclaje de la defensa la + 5,825 m.

La carrera de marea oscila entre la bajamar viva equinoccial (BMVA) –1,65 m y la pleamar viva equinoccial (PMVE) de +2,65 m, de acuerdo con la referencia de cotas de proyecto.

Como estructuras exentas, los 4 elementos se distribuyen con una separación mínima de 10 m respecto al encepado del pilono, y del orden de 39 m de separación entre sí.

La determinación de la ubicación en planta de los 4 duques de alba está condicionada por diferentes factores:

- Batimetría del entorno del pilono 12.
- Trayectorias de tráfico más frecuente.
- Recomendaciones sobre la disposición de duques de alba.
- Ocupación del canal de navegación.
- Protección geométrica del encepado.
- Necesidades de operación y mantenimiento.

La batimetría de la zona del pilono es muy homogénea en su entorno, siempre entre las cotas –13 y –15 m respecto al cero del puerto. De acuerdo con el calado medio de los buques que transitan por el canal, con máximos de 10 m de calado, todos los buques podrían aproximarse a la pila sin existir una zona cuya limitación por calado sea en sí una protección.

Asimismo, del análisis del estudio sobre riesgos náuticos realizado, se observa como la ruta de navegación en las proximidades de la estructura a proteger es una línea recta a lo largo del canal, por lo que el margen a proteger del encepado es el este.

La separación de 39 m entre duques de alba ha sido determinada como la máxima distancia que evitaría que los buques de menor eslora (que están dotados de sistema AIS y por lo tanto

Figura 3. Distribución en planta de duques de alba.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

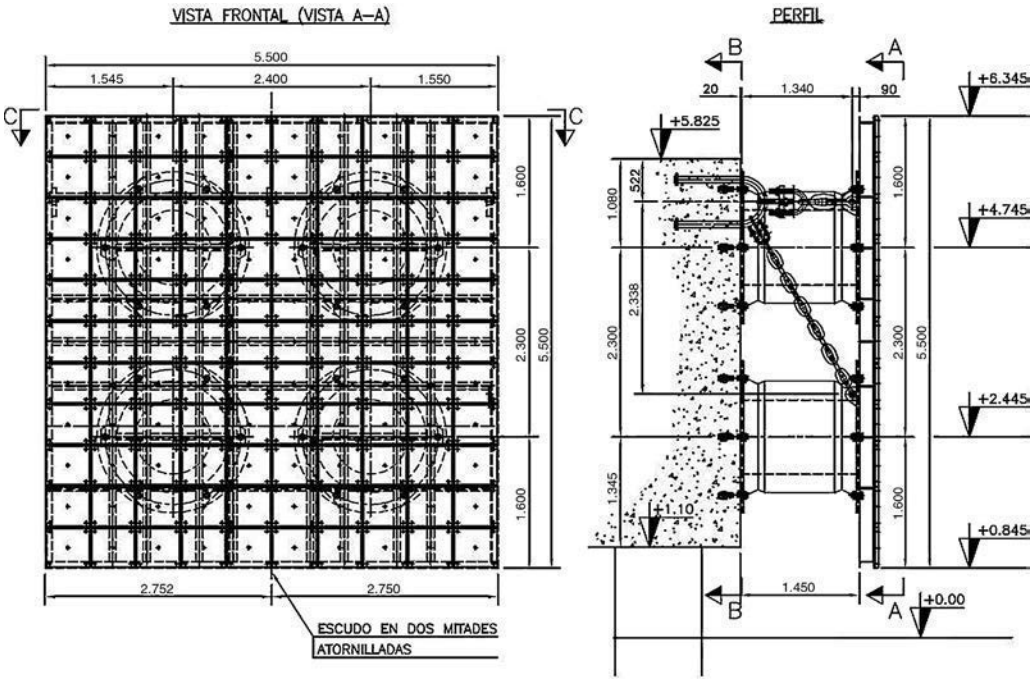


Figura 4. Disposición de defensa de escudo doble.

se conoce su frecuencia de paso a lo largo de esta ruta) puedan impactar de forma transversal contra el encepado del pilono marítimo. Por otra parte, se pretende cubrir el mayor arco de círculo posible con el conjunto de las 4 estructuras, por lo que esta separación se convierte en la óptima para esta solución.

La geometría en planta y alzado descritas, a su vez, han considerado minimizar la afección al canal de navegación actual, la distribución de los elementos exentos acorde con la geometría de la estructura a proteger, así como el mantenimiento de unas distancias mínimas entre las distintas estructuras existentes de forma que sea posible operar con medios marítimos o embarcaciones auxiliares en las tareas de mantenimiento o reparación de alguna de ellas (fig. 3).

En los duques de alba de los 2 extremos se colocarán, además, balizas de luz blanca para permitir el reconocimiento nocturno de acuerdo con las recomendaciones de la Asociación Internacional de Señalización Marítima (AISM).

4. Defensas

Adosada a la estructura de coronación del sistema de pilotes se disponen 4 defensas flexibles SC 1450 H por cada duque de alba. Las defensas de escudo, tipología elegida para el sistema, son las que tienen mayor capacidad de absorción de energía, si bien a consecuencia del impacto transmitirán a su vez una reacción a la estructura de pilotes.

Teniendo en cuenta la distribución de las 4 defensas de forma simétrica en las 2 direcciones, se proyectan sus anclajes coincidentes con la alineación de los 2 pilotes frontales del duque de alba.

Las defensas seleccionadas, en su grado B1 (determinado por la calidad del caucho), al 52,5% de su deformación tienen una capacidad de absorción de energía de 1.000 kN·m y producen una reacción máxima sobre la estructura soporte de 1.590 kN por unidad de elastómero. El conjunto de 4 elastómeros que conforman el sistema de defensa absorben por lo tanto 4.000 kN·m de energía, y una reacción estática equivalente máxima de 6.360 kN.

Como superficie de reparto de los esfuerzos de impacto sobre las defensas se dispone, a su vez, un escudo de 5,5 × 5,0 m de acero laminado S 275 JR. Este panel se utiliza para distribuir las fuerzas de reacción del impacto sobre la superficie del casco del buque.

El panel de reparto está revestido, en su superficie de contacto con el buque, con placas de polietileno marino de 40 mm de espesor.

Las cotas definidas para el posicionamiento del escudo, determinantes a su vez para el dimensionamiento de la estructura soporte, son la +0,85 m para su contorno inferior y la cota +6,35 m en su límite superior (fig. 4).

5. Estructura

Para la comprobación de la capacidad de estas estructuras se ha realizado un estudio atendiendo a la ROM 0.2-90; en referencia a la forma de considerar la influencia de cargas accidentales por impacto de embarcación, con variaciones de acuerdo con:

- características de la embarcación
- velocidad de deriva
- ángulo de impacto
- características de los elementos de absorción de impacto

se contempla cuáles son las diferentes combinaciones que estas estructuras, junto con los elementos de disipación de

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

energía seleccionados, pueden absorber sin producir daño estructural en las mismas.

En este caso nos encontramos ante una estructura flexible fija con defensa compresible, por lo que la energía total del impacto es absorbida conjuntamente por la defensa y la estructura resistente. Según la ROM 0.2-90 la fuerza de impacto depende de la deformación máxima de la estructura y de la energía cinética absorbida por el sistema de atraque/defensa.

Asimismo, la energía cinética absorbida por el sistema de defensa depende de una serie de factores tales como la excentricidad del impacto, la geometría del buque, la rigidez del sistema de defensa, etc.

La velocidad de impacto, es decir la componente normal de la velocidad de aproximación a la superficie de impacto, es el valor condicionante a igualdad de características de la embarcación, y depende de multitud de factores, tales como ambientales, métodos de operación y maniobra, tipo y tamaño de buque, etc.

5.1. Condicionantes de la estructura

En el proceso de diseño, nos hemos encontrado con una serie de condicionantes que han conformado la solución finalmente adoptada. Entre estos:

- Capacidad admisible de reacción por conjunto de pilotes 6.360 kN.
- Tolerancia en la ejecución de los pilotes, de ± 150 mm en planta.
- Encepado duques de alba de hormigón armado.

Figura 5. Ejecución de pilotes de cimentación para duque de alba.

- Capacidad elementos de izado: 500 kN.
- Plazo estricto de ejecución.
- Características del terreno:
  - Nivel 1: cuaternario de potencia 1 m.
    - No considerado a nivel resistente.
  - Nivel 2: plioceno-calcarenita, «piedra ostionera»
    - Peso específico: 21 kN/m^3
    - Coeficiente de balasto:12.000 kN/m^3

Atendiendo a estos condicionantes, se ha optado por diseñar los duques de alba mediante pilotes de acero S-355 (fy = 355 MPa) de 1.500 mm de diámetro y 20 mm de espesor (fig. 5). Sobre estos se ejecuta una losa de hormigón armado, que arriostra y transmite la fuerza horizontal producida por el impacto de la embarcación a los pilotes.

Para la materialización del encepado de hormigón se plantea un conjunto de 10 prelosas prefabricadas —una por pilote— que, una vez hormigonadas las juntas, sirvan de encofrado para el resto de la estructura.

Los elementos prefabricados se diseñan según los siguientes criterios:

- Espesor y cota inferior del prefabricado con la relación de peso propio frente a presión hidrostática superior a 1,20; esto hace innecesario el hormigonado en condiciones sumergidas de lastre.
- Encofradas y hormigonadas las juntas, se dispone de un recinto estanco para realizar el resto de operaciones:
  1. Colocación y soldadura de pernos de anclaje al alzado de los pilotes.
  2. Hormigonado de 1.ª fase en seco hasta cota superior de los pilotes.
  3. Colocación de losas prefabricadas de cierre de pilotes de dimensiones 1,70 × 1,70 × 0,30 m, apoyadas sobre el hormigón de 1.ª fase.
  4. Colocación del resto de ferralla y anclajes de los escudos.
  5. Encofrado y hormigonado de 2.ª fase.
- Al no ser todos los prefabricados simétricos con respecto al eje del pilote, se hace necesario un estudio de estabilidad de cada uno de ellos, que en el caso de los prefabricados 3 y 5 (y sus simétricos) (fig. 6) requiere de la ejecución de unos dados de hormigón que desplacen el centro de gravedad hacia el eje del pilote, con el fin de garantizar una correcta nivelación y una distribución de cargas uniforme sobre los elementos de apoyo soldados a los pilotes.

Los prefabricados en el proceso de ejecución pasan por 3 situaciones estructuralmente diferentes (fig. 7):

1. Izado.
2. Colocados en los apoyos y actuando el empuje hidrostático.
3. Situación en servicio.

Durante la situación de servicio, las cargas que actúan son principalmente las cargas permanentes del peso propio del encepado de los duques de alba y las cargas accidentales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

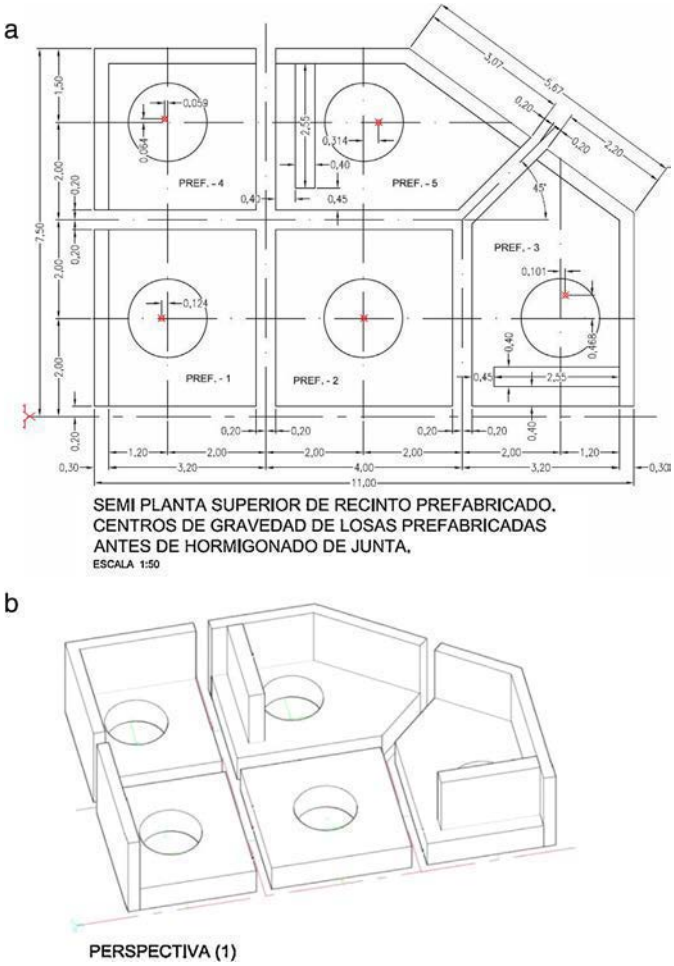


Figura 6. Losas prefabricadas. Esquema general.

La carga accidental para la que se diseña la estructura es la de impacto de embarcaciones por deriva, siguiéndose las indicaciones de la ROM 0.2-90 en referencia a las acciones a considerar.

Para proteger la zona de carrera de mareas de los pilotes metálicos frente a corrosión, se aplica a las superficies exteriores de los tubos una pintura epoxi de alto sólido con fibra de vidrio cubriendo desde 2 m por debajo de la carrera de marea mínima y hasta empotrar 0,15 m de resguardo en la zona hormigonada.

5.2. *Cálculo general de la estructura*

Se ha realizado un modelo de los duques de alba [6], [7], formados por pilotes de acero S-355 (fy = 355 MPa) de 1.500 × 20 mm y un encepado superior de hormigón armado de resistencia característica 30 MPa en ambiente agresivo por cloruros y en carrera de marea (HA-30/P/40/IIIc + Qb, B-500s), mediante elementos barras (fig. 8), así como un modelo mediante elementos finitos sólidos de uno de los pilotes para el estudio de los efectos tanto locales como globales (fig. 9).

La modelización de la interacción terreno-estructura se realiza mediante la idealización del efecto del terreno sobre la misma, como nudos con coeficientes elásticos dependientes de:

Figura 7. Colocación de elementos prefabricados.

- Coeficiente de balasto.
- Características geométricas de barras.
- Profundidad.

Se comprueba:

- Resistencia estructural de cada elemento.
- No plastificación del suelo.

El cálculo global de la estructura se realiza mediante un programa de cálculo matricial, propiedad de Carlos Fernández Casado, SL, y ABAQUS para el modelo de efectos locales sobre los pilotes.

Las características de los materiales utilizados son:

Hormigón:	Resistencia característica fck = 30 MPa, ambiente agresivo por cloruros y carrera de marea. (HA-30/P/40/IIIc + Qb)
Acero pasivo:	B-500s
Pilotes:	S-355. ϕ1500 mm, e = 20 mm, conectadores ϕ19 mm, 150 mm

La sección resistente de los pilotes es Clase 4, con las siguientes características resistentes:

$$E = 2{,}1 \cdot 10^5 MPa;\ G = 80759\, MPa;\ \nu = 0,3$$

$$A_x = 0,093 m^2;\ S_y = S_z = 0,0465 m^2;\ I_T = 0,0509 m^4;$$
$$I_y = I_z = 0,0255 m^4$$

$$\frac{d}{t} = 75;\ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81;\ \varepsilon^2 = 9,662;$$

$$CLASE4;\ \frac{d}{t} > 90 \cdot \varepsilon^2$$

$$W_{el} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot t = 0,\ 0353 m^3;\ W_{pl} = d^2 \cdot t = 0,\ 045 m^3$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

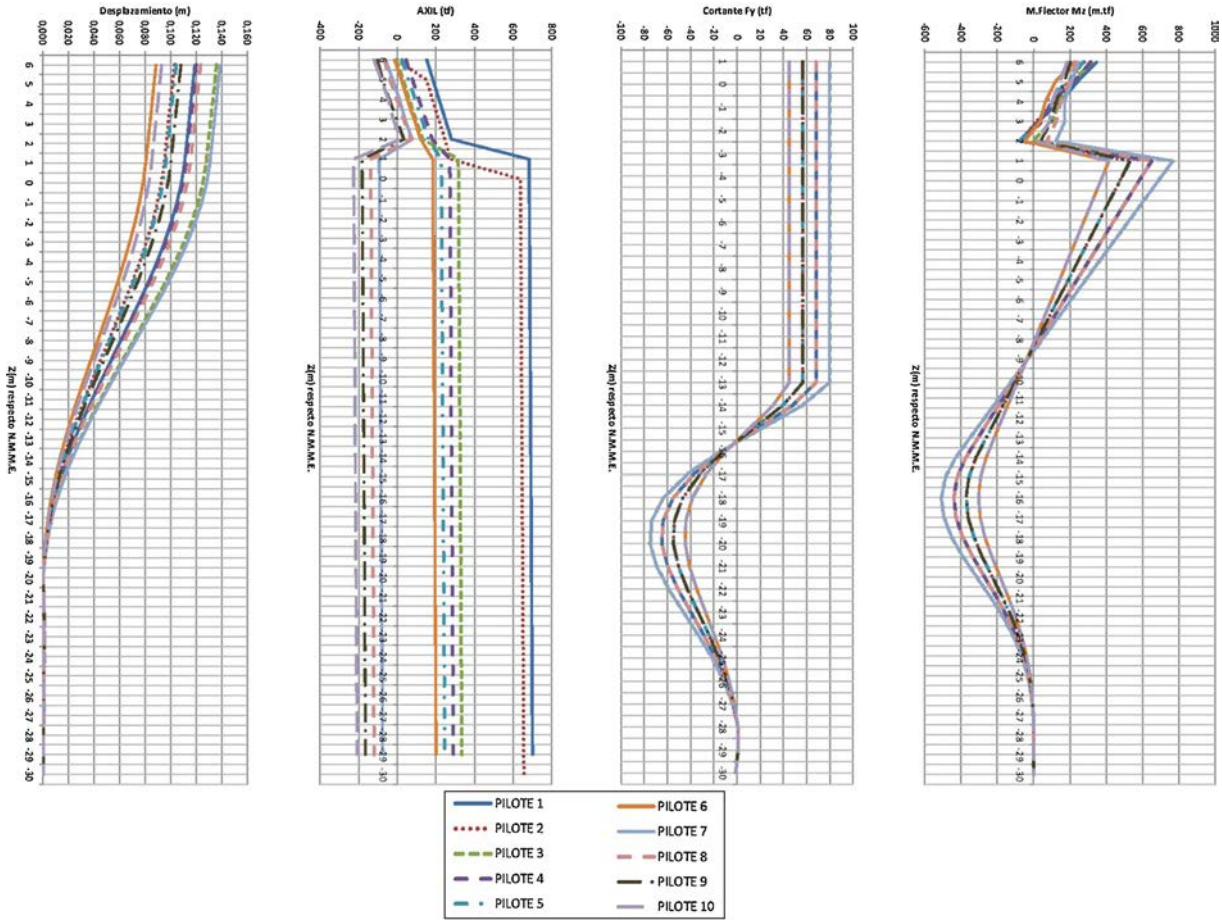


Figura 8. Gráficas de axiles, cortantes, flectores y deformación pilotes-desplazamiento terreno.

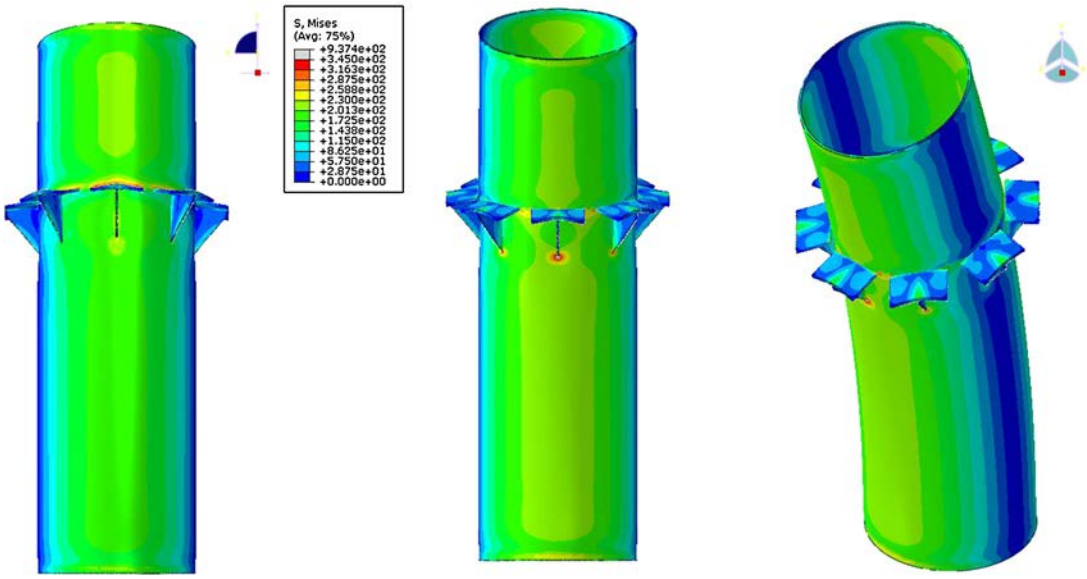


Figura 9. Tensión comparación Von-Misses. Campo general de tensiones (MPa).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

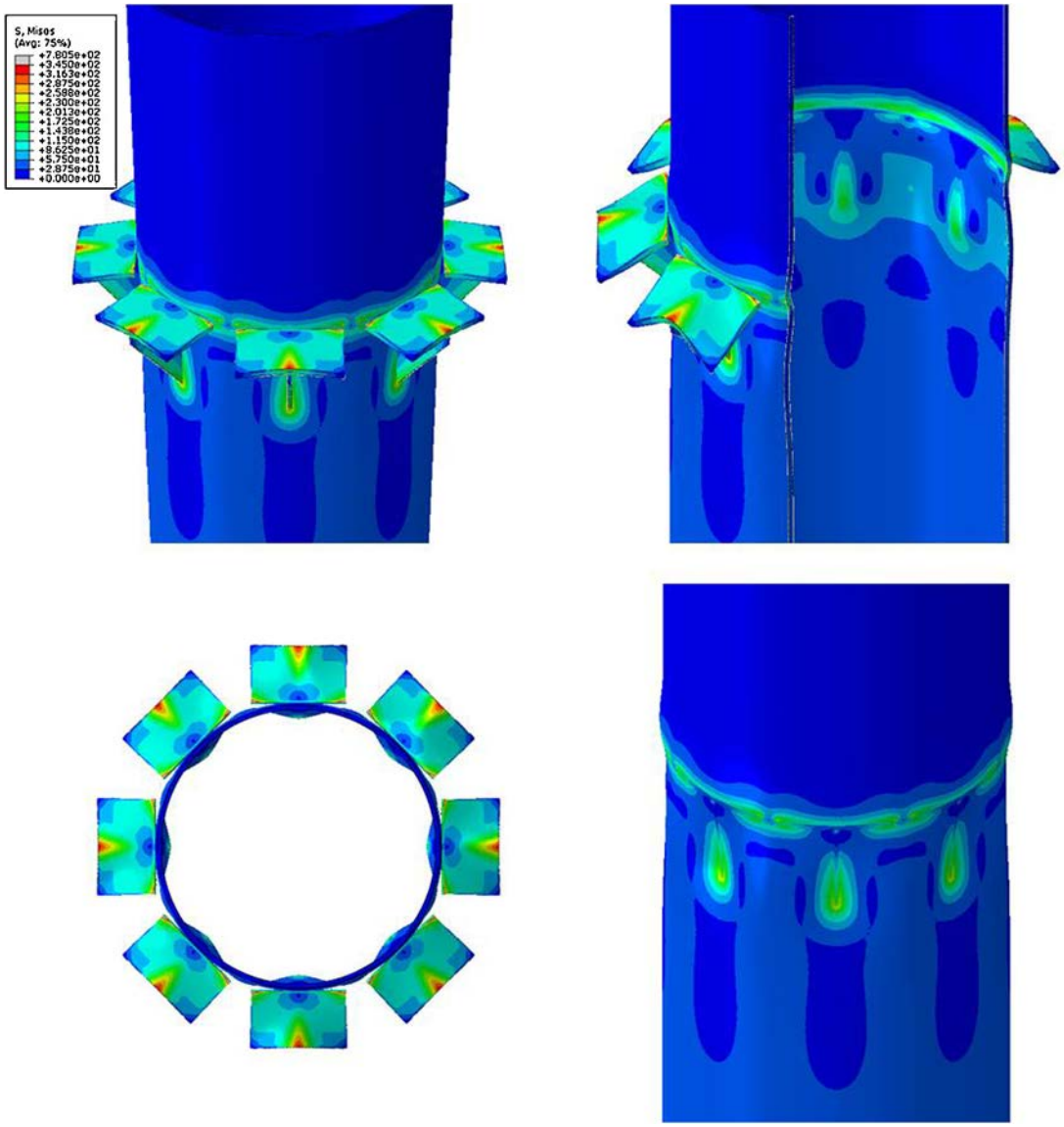


Figura 10. Tensión comparación Von-Misses (MPa). Estudio efectos locales, sección Clase 4.

Una vez obtenida la combinación de esfuerzos pésima mediante el modelo general de cálculo de la estructura, se ha realizado un modelo de uno de los pilotes mediante el programa ABAQUS, comprobándose el campo general de tensiones para dicha situación.

Se han estudiado diversas soluciones para el apoyo de las losas prefabricadas, habiendo adoptado finalmente 8 perfiles armados en acero S-355 en T de dimensiones:

- Ala de 30 mm y 500 × 300 mm en la dirección perpendicular al pilote.
- Alma de 15 mm de espesor y 390 mm de altura con ancho variable desde 300 mm en su conexión con el alma a 0 mm en su parte inferior.

Uno de los problemas en el dimensionamiento de dichos apoyos es el control de la abolladura local que se produce en el tubo del pilote y que hace necesaria una cierta rigidización del mismo; esto ha requerido, en la solución adoptada, que se encuentren ala y alma completamente soldadas al tubo del pilote.

Se ha realizado un modelo de elementos finitos mediante el programa ABAQUS para validar la solución (fig. 10).

Se estudian 2 situaciones:

1. Apoyo de las losas prefabricadas +1,0 m de hormigón sobre únicamente 3 apoyos.
2. Carga total de la estructura sobre los 8 apoyos.

Para que estos resultados se puedan considerar válidos, una vez colocados los elementos prefabricados (en este momento están al menos apoyados en 3 puntos), se debe proceder a la nivelación de los mismos y calzo del resto de apoyos mediante mortero o resina para garantizar un contacto efectivo de los 8 apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

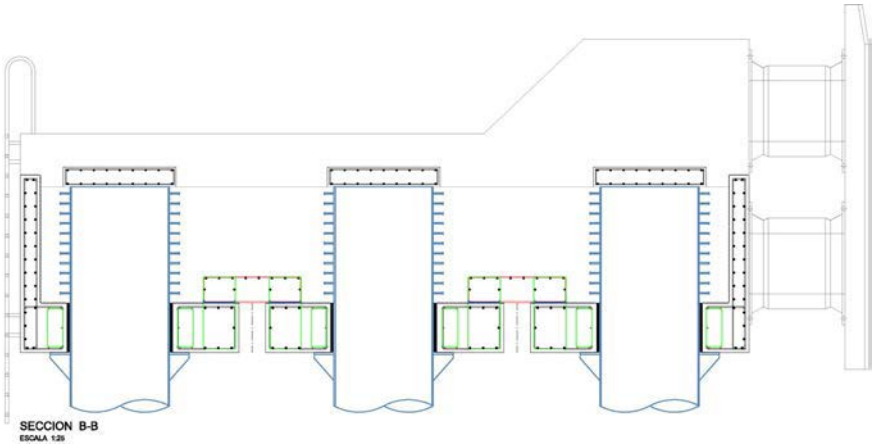


Figura 11. Sección duques de alba. 1.ª fase.

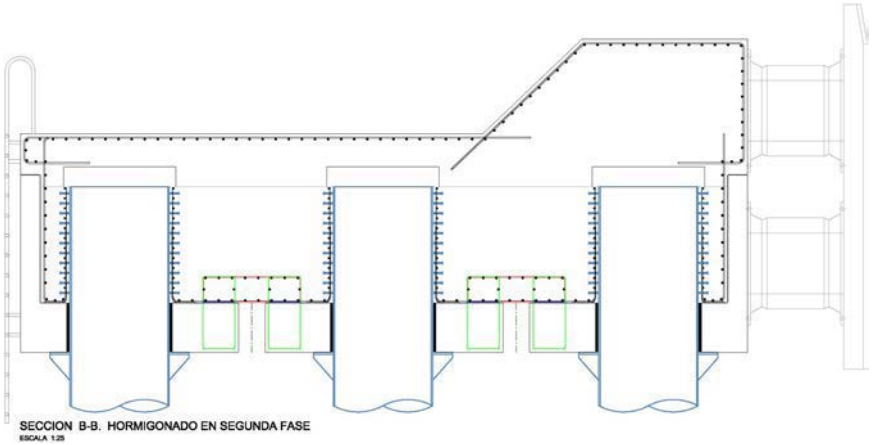


Figura 12. Sección duques de alba. Hormigonado 2.ª fase.

Figura 13. Duques de alba.

En el esquema resistente de la estructura se requiere transmitir el esfuerzo horizontal sobre la misma a los pilotes, habiendo resultado la conexión acero-hormigón mediante pernos conectadores de ϕ19 mm y 150 mm (figs. 11–13).

Bibliografía

[1] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO Guide Specifications and Commentary for Vessel Collision Design Highway Bridges, second ed., 2009.
[2] Departamento de Física Aplicada de la Universidad de Cádiz, Simulación numérica de la corriente de marea en el Muelle de la Cabezuela (Bahía de Cádiz), junio de 2004.
[3] IBERINSA, Estudio de clima marítimo y agitación (Puerto de Bahía de Algeciras - Cádiz).
[4] HIDTMA, Estudio de agitación en el Muelle de Cabezuela (Bahía de Cádiz).
[5] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, MOPU, ROM 0.2-90. Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias, 1990.
[6] L. Guo, S. Yang, J. Hui, Behavior of thin-walled circular hollow section tubes subjected to bending, Thin Wall Struct. 73 (2013) 281–289.
[7] Y. Liu, M.L. Day, Bending collapse of thin-walled circular tubes and computational application, Thin Wall Struct. 45 (2008) 442–450.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Accesos al puente de Cádiz

Puente Bugrinsky. Russia

Ingeniería y desarrollo de tirantes para puentes

Puente sobre el río Ozama. República Dominicana

Puente Nissibi, Turquía

Sistemas de postesado
Tirantes para puentes
Apoyos estructurales
Heavy Lifting
Barras postesadas
Suelo Reforzado
Rehabilitación estructural

VSL

WWW.VSL.COM

VSL CONSTRUCTION SYSTEMS,S.A.
Avda. de la Granvía, 179
08908 L'Hospitalet de LLobregat
Barcelona, España
Tel. + 34 93 289 23 30
Fax.+ 34 93 289 23 31
spain@vsl.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):71–85

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Design of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Antonio Martínez Cutillas [a,*], Juan Antonio Navarro González-Valerio [b], Silvia Fuente García [b] y Gonzalo Osborne Gutierrez [b]

[a] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España*

Recibido el 22 de diciembre de 2015; aceptado el 18 de marzo de 2016
Disponible en Internet el 23 de junio de 2016

Resumen

El tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz incluye los 1.180 m de longitud correspondientes a 540 m del vano central entre torres de atirantamiento, los 2 vanos de compensación de 200 m de luz cada uno y 2 vanos más semiatirantados de 120 m de luz.

Por ser el de mayor luz, la concepción del tramo atirantado es el que ha condicionado el proyecto de todo el puente. Se presentan los criterios de diseño de todo el puente frente a cargas verticales y horizontales y los elementos específicos de la sección transversal mixta hormigón-acero, losas prefabricadas, tirantes, apoyos y juntas de dilatación.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente atirantado; Sección mixta hormigón-acero; Tirantes; Apoyos; Losas prefabricadas de hormigón

Abstract

The 1812 Constitution cable-stayed bridge over Cadiz Bay includes a total length of 1,180 m, and covers the main span of 540 m between the towers, two back spans of 200 m long, and two partially cable-stayed spans 120 m long.

The cable-stayed bridge, with its maximum span has determined the design of the whole bridge. The design criteria for both vertical and horizontal loads are shown. The specific concepts for the composite steel-concrete cross section, precast slabs, cable-stays, bearing devices, and expansion joints are explained.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cable-stayed bridge; Composite steel-concrete cross section; Stays; Bearing devices; Precast concrete slab

1. Descripción general

1.1. Configuración longitudinal

El tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz incluye los 1.180 m de longitud correspondientes a 540 m del vano central entre torres de atirantamiento, los 2 vanos de compensación de 200 m de luz cada uno y 2 vanos más semiatirantados de 120 m de luz cada uno (figs. 1–3) [1–4].

Por ser el de mayor luz, la concepción del tramo atirantado es el que ha condicionado el proyecto de todo el puente. La luz de 540 m precisa de una sección con un perfil aerodinámico y un canto de 3,0 m. Con este canto pueden conseguirse luces de 75,0 m tanto en construcción mixta hormigón-acero como en tableros de hormigón pretensado. Según la rasante disminuía de

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: amartinez@cfcsl.com (A. Martínez Cutillas).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.03.003
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

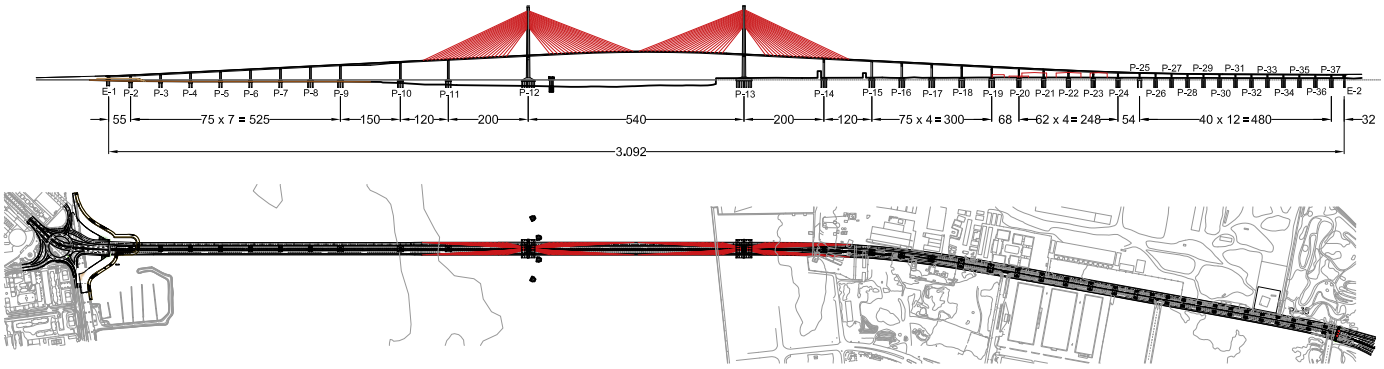


Figura 1. Esquema general del puente.

Figura 2. Vista general del puente.

Figura 3. Vista parcial del puente.

altura en el viaducto de acceso del lado Puerto Real, la luz se fue disminuyendo de forma progresiva hasta alcanzar los 40,0 m, por lo que consecuentemente se disminuyó el canto hasta 2,0 m.

Una decisión inicial de proyecto fue mantener una luz de 200,0 m en el vano de compensación del vano principal. Esta decisión tiene repercusión en una menor eficacia del sistema de atirantamiento y dificulta la construcción por voladizos, pero da lugar a una transición de luces formalmente muy adecuada para un puente de gran visibilidad desde un entorno urbano.

Para mostrar el orden de magnitud de la distancia a la primera pila del vano de compensación y el voladizo cuasi-simétrico tan grande durante la construcción, se incluye la tabla 1. En ella se indican los vanos laterales de algunos de los principales puentes atirantados del mundo, concluyéndose que:

- Las distancias hasta la pila lateral son mucho menores. En este puente, hasta alcanzar 100 m de voladizo, los desplazamientos verticales fueron únicamente de 0,75 m.
- En la mayor parte de estos puentes se ha construido primero el vano lateral por diversos medios constructivos y luego se ha avanzado el voladizo del vano central. El movimiento del extremo del voladizo a 238,50 m de la torre durante el izado de la dovela 12-d, realizado después de unir el voladizo a la pila del vano de compensación, es únicamente de 1,33 m, comparado con los 2,76 m producidos a 198,0 m durante el izado de la 11-i. Si en vez de un único apoyo a 200 m existiesen varios, como en los puentes mostrados en la tabla 1, se hubiesen podido limitar los máximos movimientos verticales a menos de 1,0 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 1
Comparación de la longitud de los vanos de compensación en puentes atirantados reseñables

Puente	País	Luz (m)	Vano lateral (m)	Apeos adicionales constructivos
Russky	Rusia	1.104	84	
Sutong Bridge	China	1.088	300	Sí
Stonecutters	China	1.018	150	
Normandy Bridge	Francia	856	96	
Oresund	Dinamarca	490	140	
Second Severn	Inglaterra	456	80	
Vasco da Gama	Portugal	420	80	

- Solo en puentes atirantados continuos como el Ting-Kau, el Rion-Antirion o el nuevo Firth of Forth aparecen voladizos simétricos mayores, aproximadamente de 275, 280 y 325 m, respectivamente; este último, récord mundial. Sin embargo, en todos ellos se disponen elementos como torres extremadamente rígidas (Rion-Antirion) o cables inferiores y superiores (Ting-Kau, Firth of Forth) que estabilizan la torre y disminuyen los desplazamientos.

Por otro lado, para esta luz principal se estudió la idoneidad de construir un tablero de hormigón pretensado, un tablero mixto de hormigón-acero o un tablero totalmente metálico. Del estudio de detalle se dedujo la idoneidad de un tablero mixto hormigón-acero frente a las otras 2 alternativas, como consecuencia de la proporción del coste de los tirantes por un lado y el coste más elevado de una losa ortótropa de acero. A partir de esta conclusión, y compatible con el rango de luces adoptado y los procedimientos de construcción analizados, se decidió proyectar los tableros construidos sobre el mar (viaducto de acceso a Cádiz, tramo desmontable y tramo atirantado) en sección mixta hormigón-acero, con la excepción del tramo desmontable, proyectado totalmente en acero, con el fin de minimizar los pesos de montaje y desmontaje. Los tableros construidos sobre tierra (viaducto de acceso a Puerto Real) se proyectaron con tableros de hormigón pretensado. De esta forma se adecuaban mejor los tableros mixtos y de acero a procedimientos de construcción mediante izados o empuje y los tableros de hormigón a procedimientos de construcción vano a vano con cimbra apoyada en el suelo. Por otro lado se conseguía reducir los riesgos de suministro, construcción e incrementos de precios que la construcción de estos grandes puentes puede producir.

Además de los aspectos resistentes que hemos analizado frente a acciones verticales, es necesario destacar la concepción del puente frente a acciones horizontales. La intención del proyecto siempre ha sido mantener una unidad formal de todo el puente desde el estribo 1 en Cádiz al estribo 2 en Puerto Real, sin establecer discontinuidades entre los viaductos de acceso y el puente principal. Esta intencionalidad formal se ha aplicado igualmente a los aspectos estructurales, manteniendo siempre que ha sido posible la continuidad estructural. Esta continuidad ha tenido que interrumpirse por la presencia del tramo desmontable. Por ello se disponen 4 juntas estructurales en los 2 estribos y sobre las pilas que soportan el tramo desmontable. Las longitudes entre juntas resultan 580,150 y 2.362 m, que suman los 3.092 m entre ambos estribos (fig. 1). Para minimizar la transmisión de esfuerzos del tablero a las pilas y cimentaciones como consecuencia de las deformaciones impuestas de origen térmico y reológico, se han dispuesto aparatos de apoyo entre las pilas y el tablero. Como se detallará más adelante, todos son apoyos deslizantes con rótula esférica, exceptuando los que soportan el tramo desmontable y los 3 apoyos centrales del viaducto acceso a Cádiz, que son apoyos elastoméricos. Los aparatos de apoyo con rótula esférica situados en el lado derecho según avance de PK son libres, y los situados a la izquierda son guiados. Los apoyos dispuestos en las torres son todos ellos libres, disponiéndose unos topes longitudinales en la torre 13, situada en el muelle, y topes transversales en ambas a base de una llave metálica con apoyos de neopreno-teflón interpuestos.

Con esta configuración, las acciones longitudinales de baja velocidad producidas por el frenado y el viento son resistidas en las pilas centrales del viaducto acceso a Cádiz, en las pilas correspondientes al tramo desmontable y en la torre 13. Las acciones transversales son resistidas en todas y cada una de las pilas y estribos.

El puente se encuentra situado en una zona de moderada sismicidad, con una aceleración del suelo sobre base rocosa igual a 0,07 g. La ciudad de Cádiz puede estar sometida a un sismo con 2 orígenes diferentes: lejano, proveniente de la falla Azores-Gibraltar, y próximo, proveniente del contacto de la falla europea y africana. Con la configuración diseñada para deformaciones impuestas y acciones horizontales de baja velocidad, el sismo en dirección transversal al eje del puente es resistido en cada una de las pilas y estribos y el sismo en dirección longitudinal sería resistido por las mismas pilas centrales del viaducto de acceso a Cádiz, las pilas del tramo desmontable y la torre 13. Esta configuración obligaría a un sobredimensionamiento de la torre 13 y de su cimentación. Por este motivo se consideró más conveniente instalar dispositivos transmisores de impacto en la torre 12 que no establecieran coacción frente a deformaciones impuestas y ante acciones de baja velocidad y sí una coacción completa frente a aceleraciones de origen sísmico, actuando de esta forma ambas torres como un pórtico resistente frente a acciones sísmicas longitudinales del tramo atirantado y el viaducto de acceso de Puerto Real.

1.2. Sección transversal

La sección transversal del tramo atirantado es la que ha definido el perfil y la geometría de la correspondiente al resto de los vanos, con una anchura máxima de 34,3 m y un canto de 3,0 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

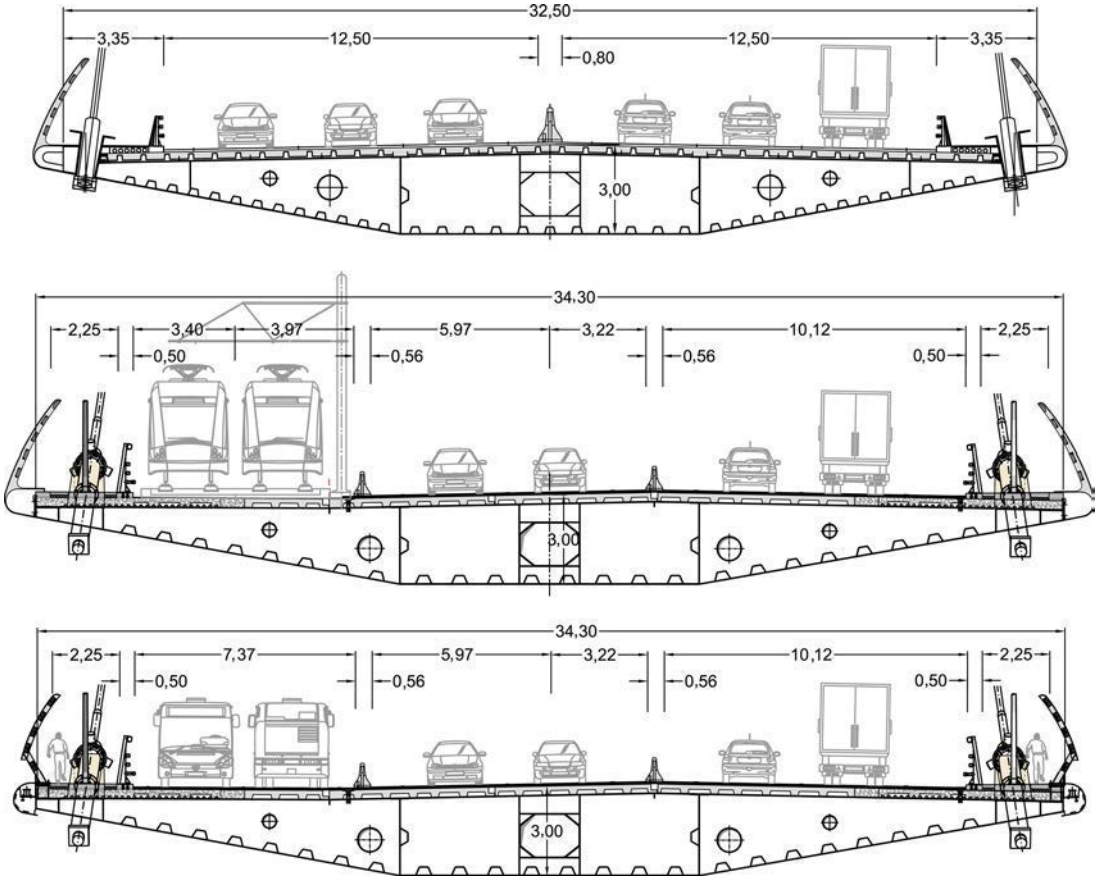


Figura 4. Evolución de la sección transversal a lo largo del proyecto y construcción.

Con un sistema de atirantamiento lateral, el comportamiento transversal es el principal en la mayor parte del tramo atirantado. Se han dispuesto diafragmas transversales cada 5,0 m que permiten combinar la luz máxima de la losa de hormigón con la disposición de tirantes cada 10 m.

Para la luz de 540 m a una altura sobre el mar de 70,0 m, las condiciones de exposición frente al viento son muy importantes y las acciones estáticas y dinámicas que producen son significativas, tanto sobre la estructura como sobre los vehículos. Por esta razón se proyectó una sección aerodinámicamente muy perfilada, manteniendo un canto de 3,0 m en los 10,0 m centrales y reduciendo el canto al máximo en los bordes. Se dispuso una barrera de protección de los vehículos de 3,0 m de altura porosa al viento y se remataron los bordes con una imposta redondeada (fig. 4). Para comprobar las hipótesis de cálculo y ajustar los coeficientes aerodinámicos del tablero se realizaron ensayos seccionales en túnel de viento, tanto estáticos como dinámicos. De estos ensayos se obtuvieron los coeficientes aerodinámicos de arrastre, sustentación y vuelco para diferentes ángulos de incidencia de la velocidad del viento, la efectividad de la barrera de protección de los vehículos y la velocidad crítica de inestabilidad frente a flameo [5]. Estos ensayos probaron la idoneidad de la sección adoptada. La barrera reducía la velocidad crítica de inestabilidad, pero permitía una protección adecuada de los vehículos. Estos resultados fueron confirmados en la fase de construcción con la realización de un modelo completo del puente en túnel de viento, con la geometría final de las barreras, imposta y tablero que se modificaron ligeramente para permitir la instalación de un carro de mantenimiento.

Desde la fase de proyecto a la fase final de construcción se plantearon distintos usos de la plataforma que obligaron a modificaciones de la anchura de la sección transversal y la disposición de las pendientes transversales (fig. 4).

Inicialmente se planteó una plataforma de 2 calzadas de tráfico viario con 3 carriles por sentido. Ante la posibilidad de construir una línea tranviaria entre Cádiz y Puerto Real, la sección fue modificada y ampliada, disponiendo una plataforma específica de tranvía por el lado izquierdo y 2 calzadas con 2 carriles por sentido. Esta ampliación obligó a modificar las pendientes transversales, necesarias para el drenaje, y la disposición de barreras de contención divisorias. Finalmente, ante el retraso de la construcción de la línea tranviaria, por razones presupuestarias, se ha sustituido por una plataforma específica para autobuses. En el tramo atirantado se han dispuesto unas aceras para labores de mantenimiento y para la ubicación de los anclajes de los tirantes con su protección anti vandálica y sus amortiguadores.

Más allá de los 420 m centrales del puente atirantado, en el que la sección tiene un comportamiento principalmente transversal, se disponen 2 almas centrales separadas 10,0 m que permiten una transmisión directa y eficaz del esfuerzo cortante longitudinal a los apoyos y pilas (figs. 5 y 6).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

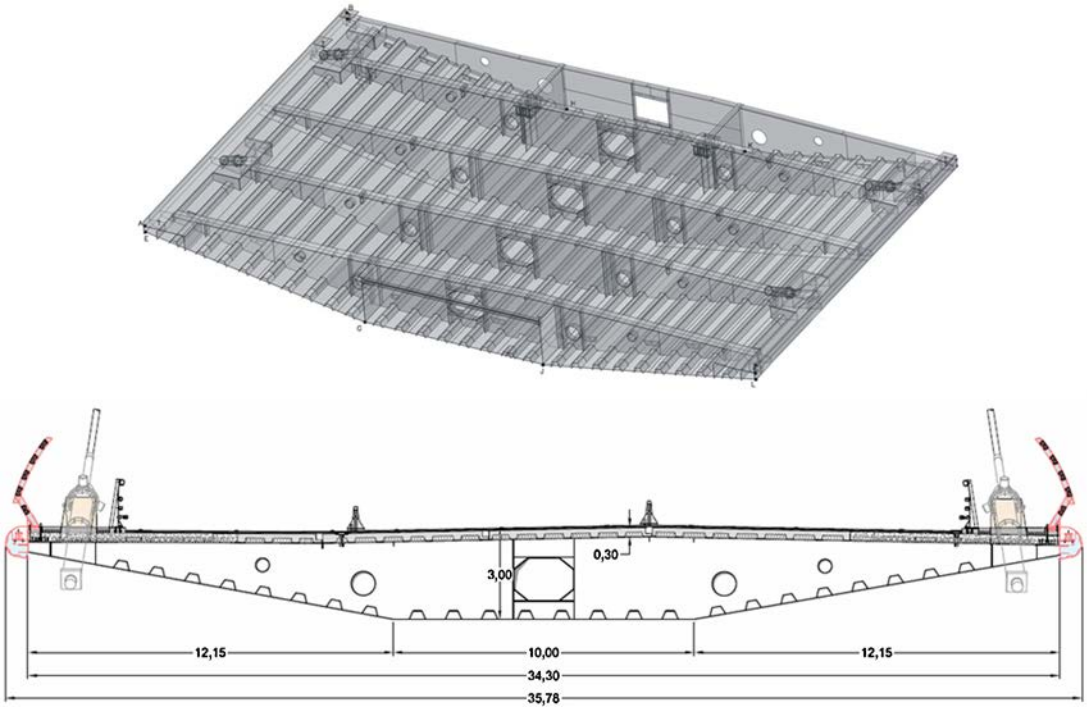


Figura 5. Sección transversal sin almas verticales.

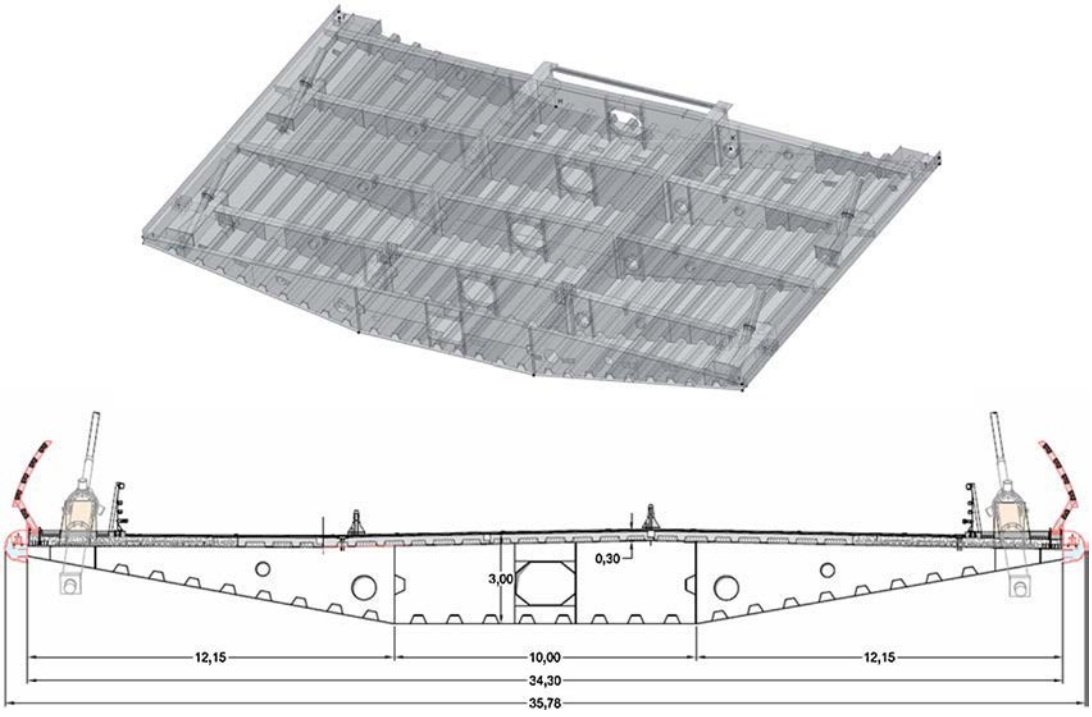


Figura 6. Sección transversal con almas verticales.

La distribución del hormigón en la losa superior varía de una a otra zona. Por ejemplo, todo el interior de la viga cajón se hormigona sobre las pilas contiguas a las torres en los vanos de compensación, en una longitud de 20 m, para actuar como contrapeso del dintel central. Una segunda particularidad que existe es la doble acción mixta que se realiza a lo largo de 60 m sobre cada torre de atirantamiento y en las pilas contiguas de los vanos de compensación de 85 m en la pila de la bahía y 65 m en la del muelle. Por otro lado, la losa superior de hormigón es de 30 cm de espesor y está realizada in situ o prefabricada con aligeramientos de distinta cuantía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

2. Características específicas del tablero

2.1. Sección de acero

La variación de anchura se realiza mediante transiciones entre los tramos siguientes:

- Tramo 5: entre el pK 0 + 794,835 m hasta el pK 0 + 843,166 m con un ancho variable entre 33,20 y 34,30 m.
- Tramo 6: entre el pK 0 + 843,166 m hasta el pK 1 + 920,244 m con una longitud total de 1.077,078 m con un ancho constante de 34,30 m.
- Tramo 7: desde el pK 1 + 920,244 m hasta el pK 1 + 974,00 m con un ancho variable entre 34,30 y 33,20 m.

La dovela estándar es de 20,00 m, con 2 parejas de tirantes cada 10,00 m, disponiendo de diafragmas cada 5,00 m, en los que se realizan un paso de hombre central en el eje de trazado y 2 pasos de tubo por voladizo para diversas conducciones de servicio y drenaje.

Los diafragmas están rigidizados transversal y longitudinalmente y disponen de un refuerzo de chapa en los bordes extremos. Las chapas inferiores inclinadas, así como la inferior central de 10,00 m, disponen de rigidizadores longitudinales formados por perfiles en omega.

Dado que el tablero se encuentra sometido a un estado de flexocompresión, se realizó un estudio detallado de optimización de la rigidización longitudinal de las chapas, estudiándose el cumplimiento de las condiciones resistentes tanto en estado límite de servicio como en estado límite último. Este estudio se extendió al nivel de seguridad de los diafragmas frente al pandeo lateral en la situación de la construcción de la losa de hormigón, ya que no se dispusieron elementos significativos de arriostramiento (fig. 7). Para el control de la inestabilidad lateral de las cabezas de los diafragmas en zona sin almas, durante la construcción de la losa de hormigón del tablero se dispusieron 2 perfiles angulares intermedios que apuntalaban dichas cabezas contra la sección de hormigón ya construida.

Como se indicó con anterioridad, la mayor parte del vano principal del puente atirantado tiene un comportamiento transversal, por lo que no dispone de almas intermedias. La transmisión del esfuerzo cortante se realiza por medio de las chapas inclinadas y verticales extremas. En las zonas próximas a las torres, que no disponen de tirantes, el aumento del esfuerzo cortante longitudinal precisa incorporar las almas centrales. Los vanos de compensación disponen de las almas intermedias por la necesidad de transmitir los esfuerzos cortantes hasta las pilas intermedias. En el estudio específico realizado al efecto, las almas centrales transmiten el 75% del esfuerzo cortante total, y el resto se transmite por las almas inclinadas.

2.2. Losa de hormigón

En el tramo atirantado, como ya hemos descrito anteriormente, se adopta una solución con sección mixta, con losa de hormigón superior de 30 cm de canto. A la hora de diseñar la losa se ha buscado desde la génesis del proyecto viabilidad económica y agilidad en la ejecución, proponiendo una distribución de losas prefabricadas y macizas, con 9 tipologías distintas dependiendo de los esfuerzos de tracción y rasante en la misma (fig. 8).

El diseño de la losa de hormigón se ha realizado manteniendo en todo momento un equilibrio entre las condiciones resistentes en cada una de las zonas del tablero y los procedimientos constructivos (fig. 9).

En la zona de las torres, la losa de hormigón es maciza pretensada para permitir la construcción en voladizos sucesivos (fig. 10). Se ha dispuesto un pretensado de la losa en 15 m a cada lado del eje de la torre, centralizado en calles de 3,00 m sobre las almas centrales, con tendones planos de 4 cordones de 0,6”.

Fuera de las zonas pretensadas, las franjas laterales que son precisas para el tesado de los tirantes se han proyectado con losa hormigonada in situ maciza o aligerada con encofrado perdido no colaborante de chapa grecada (fig. 11).

El resto del tablero se resuelve mediante losas nervadas prefabricadas, cuya armadura y geometría varía en función de los esfuerzos, pero siguiendo siempre una distribución uniforme en el intereje de los nervios que permita la continuidad de la armadura longitudinal a lo largo de todo el tablero (figs. 12 y 13).

Se ha prestado especial atención a la resolución de los nervios, dispuestos en juntas transversales, sobre diafragmas transversales, y longitudinales, sobre las almas interiores del cajón tricelular y en la unión de la zona central de 20,36 m con las franjas laterales de 6,17 m, que transmiten las compresiones de los tirantes y que se ejecutan en primera fase para poder tesarlos (fig. 14).

Figura 7. Dovelas del tramo atirantado en campa y vista interior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

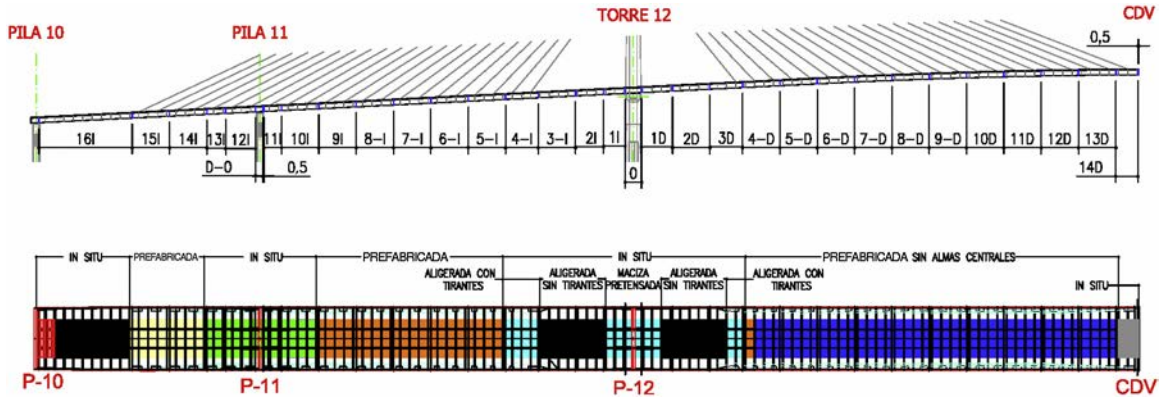


Figura 8. Distribución de losas de hormigón a lo largo del tramo atirantado.

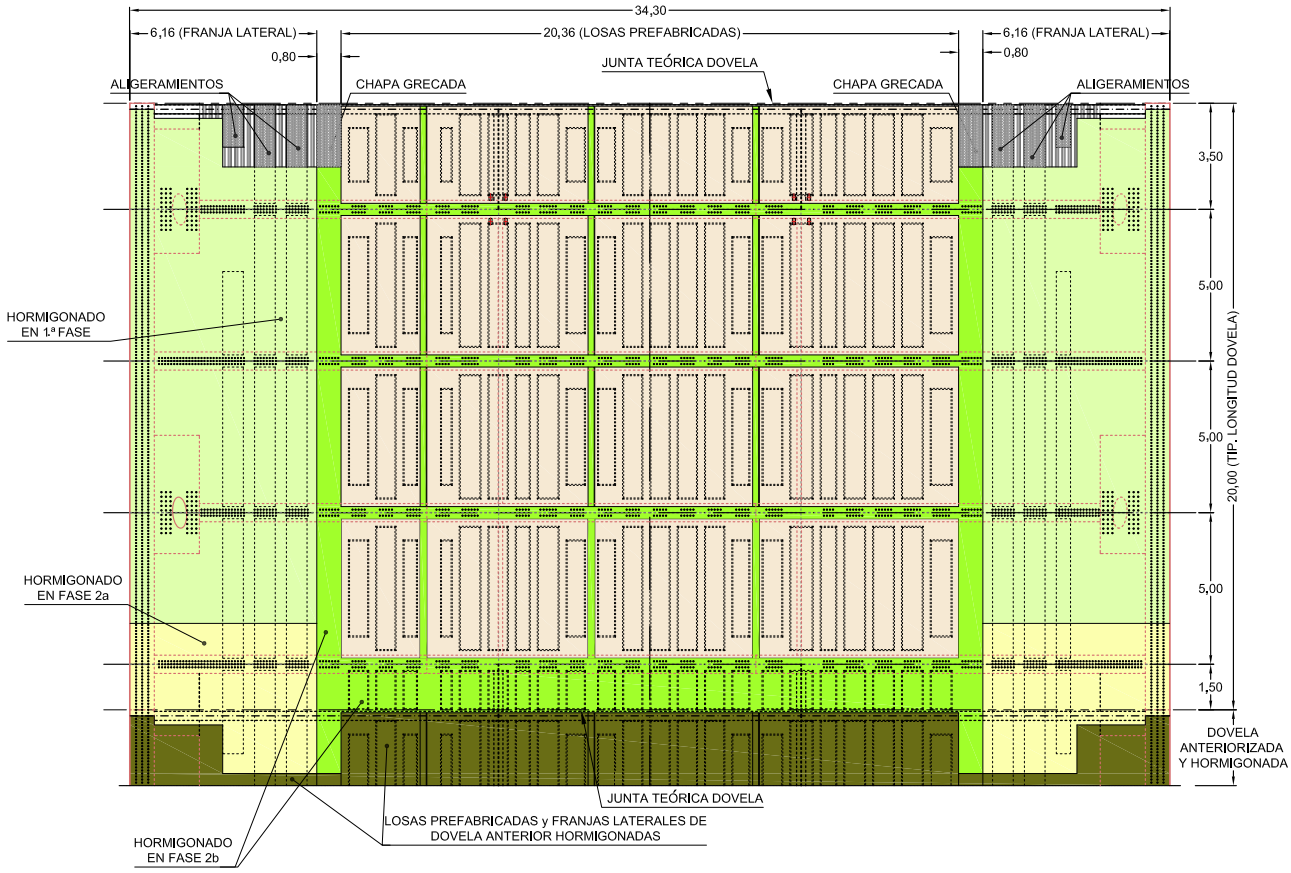


Figura 9. Distribución de losas en dovela tipo.

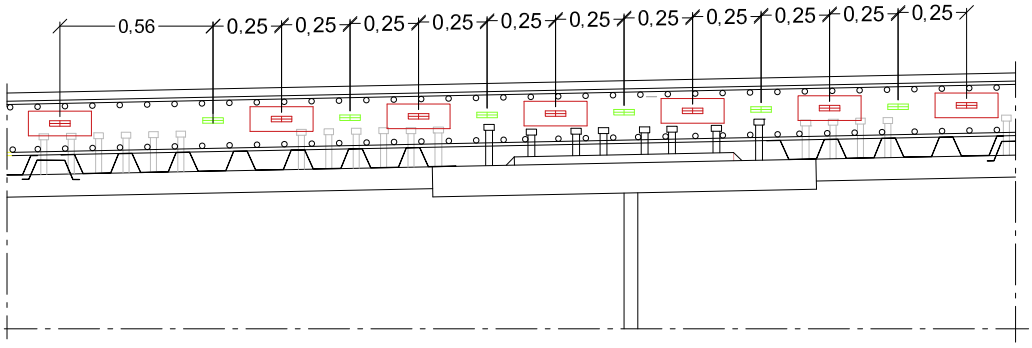


Figura 10. Solución de losa pretensada maciza con chapa grecada en la zona de torres.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

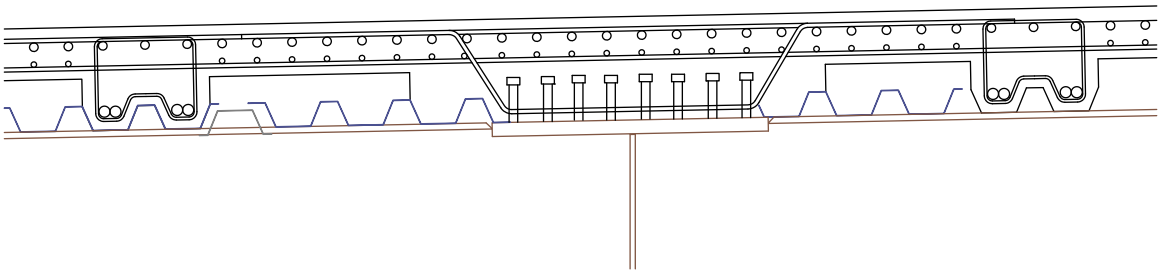


Figura 11. Solución de losa aligerada con chapa grecada.

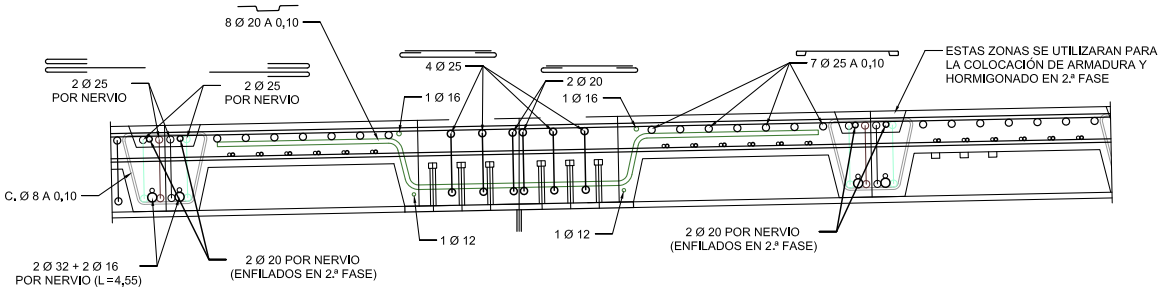


Figura 12. Solución mediante losas aligeradas prefabricadas.

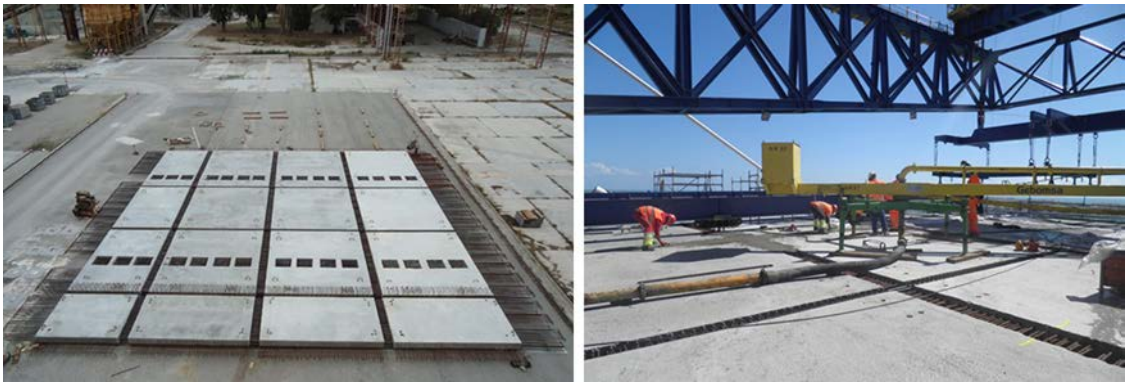


Figura 13. Configuración tipo de losas prefabricadas.

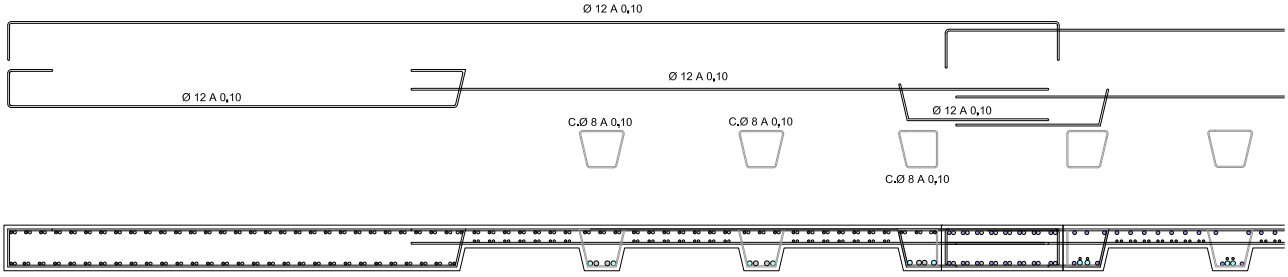


Figura 14. Detalle de franja lateral de 6,17 m, ejecutada en primera fase previa al tesado de los tirantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

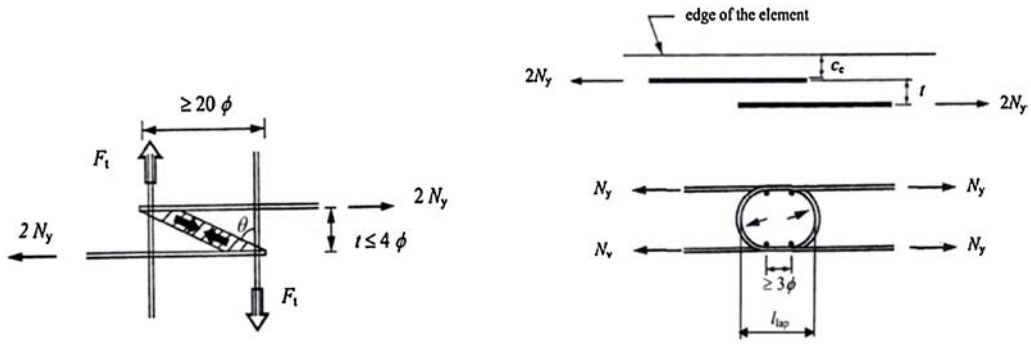


Figura 15. Esquema de transmisión de esfuerzos en la armadura definido por Dragosavik et al. (1975).

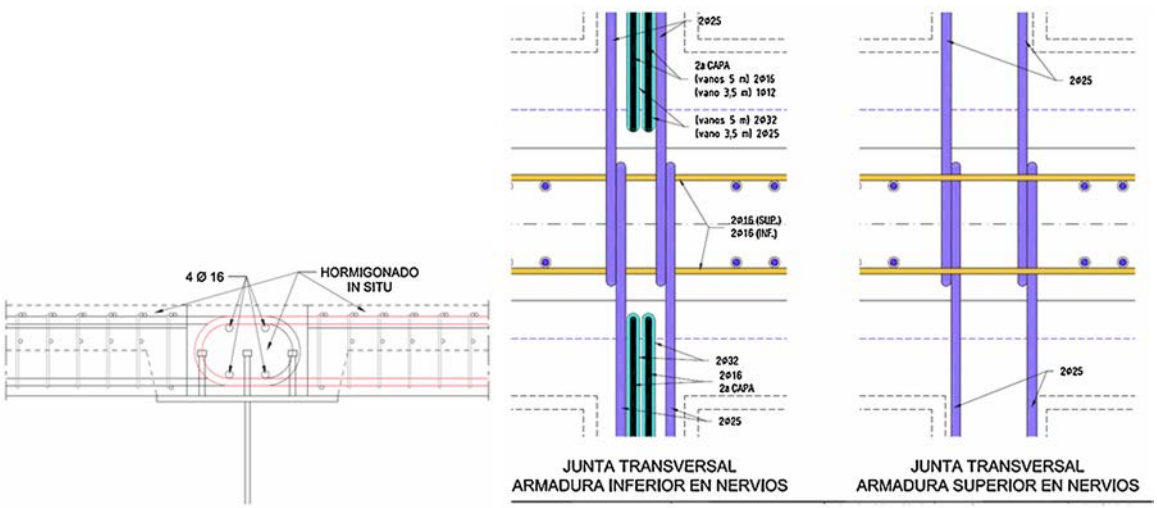


Figura 16. Solución para solape de armadura longitudinal de losas prefabricadas en juntas transversales.

Figura 17. Detalle de armadura de solapo en losas prefabricadas y conexión.

Para poder resolver los nudos, encontramos como primer inconveniente el solape de la armadura longitudinal que permitiese transmitir las tracciones del tablero. Nos apoyamos en bibliografía específica [6], recurriendo al esquema de transmisión de esfuerzos en uniones con bucles planteado por Dragosavik et al. (1975), y que limita la separación en planta de los bucles y su geometría (fig. 15).

El segundo problema consistió en disponer pernos, bucles y armadura de la junta de tal forma que no hubiera interferencias y fuese ejecutable. Esto nos ha llevado a desarrollar con gran precisión las uniones para garantizar la ejecución en obra del nudo (figs. 16 y 17).

3. Tirantes

3.1. Características generales

Se disponen 88 tirantes por cada una de las torres cuyo número de cordones varía entre 75 Ø 0,6” en los 4 primeros tirantes, 31 Ø 0,6” en los siguientes tirantes verticales y 78 Ø 0,6” en los más inclinados. Tienen triple barrera de protección; cada cordón es de acero galvanizado, protegido con una vaina individual y grasa microcristalina. El conjunto de los cordones de cada tirante se introduce en una vaina colectora de polietileno de alta densidad de color blanco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Para prevenir los diferentes fenómenos de inestabilidad aeroelástica que pueden acaecer provocados por el viento y la lluvia, se dispuso la vaina colectora con un cordón helicoidal. Para acotar los desplazamientos inevitables producidos por las oscilaciones inducidas por el desprendimiento de remolinos se garantizó un amortiguamiento mínimo del 3%, medido en tasa de decremento logarítmico. Esto obligó a la disposición de amortiguadores de tipo axial y de fricción para los tirantes cortos y triaxiales de tipo hidráulico para los tirantes largos. La propuesta inicialmente planteada en el proyecto consistió en dejar prevista la posible ubicación de amortiguadores en todos los tirantes, instalar los que se considerarán imprescindibles de acuerdo a los modelos teóricos, para la prevención de este fenómeno, y en función de los datos registrados por la instrumentación y los cuentos oscilatorios durante la situación de servicio, instalar los que fuesen precisos. Finalmente, se estableció como más conveniente la instalación preventiva de los amortiguadores en todos los tirantes [7].

Para hacer frente a los fenómenos de inestabilidad de excitación paramétrica provenientes de los movimientos de los anclajes en las torres por el efecto del bataneo, se comprobó que los posibles movimientos inducidos fueran admisibles para el amortiguamiento garantizado (fig. 18) [8].

3.2. Anclaje a la torre

El detalle de los anclajes de los tirantes tanto en las torres como en el tablero fue objeto de gran atención. El anclaje de los tirantes en la torre se planteó inicialmente como una solución combinada de estructura de acero y hormigón pretensado para recoger las tracciones y flexiones locales (fig. 19). Finalmente se adoptó una solución estructural mixta hormigón-acero. La estructura metálica permitía recoger todos los efectos locales de tracción y flexión y transmitir mediante pernos conectadores las fuerzas horizontales no equilibradas que se convierten en esfuerzos cortantes y las fuerzas verticales que se convierten en esfuerzos axiles sobre la estructura de hormigón armado de la torre. Para garantizar una adecuada transmisión de estos esfuerzos locales se realizaron estudios detallados de comprobación. Esta solución finalmente adoptada permitió garantizar el replanteo con precisión de las cabezas de anclaje con el adecuado control geométrico de fabricación de dichas estructuras

Figura 18. Componentes del tirante en el anclaje del tablero.

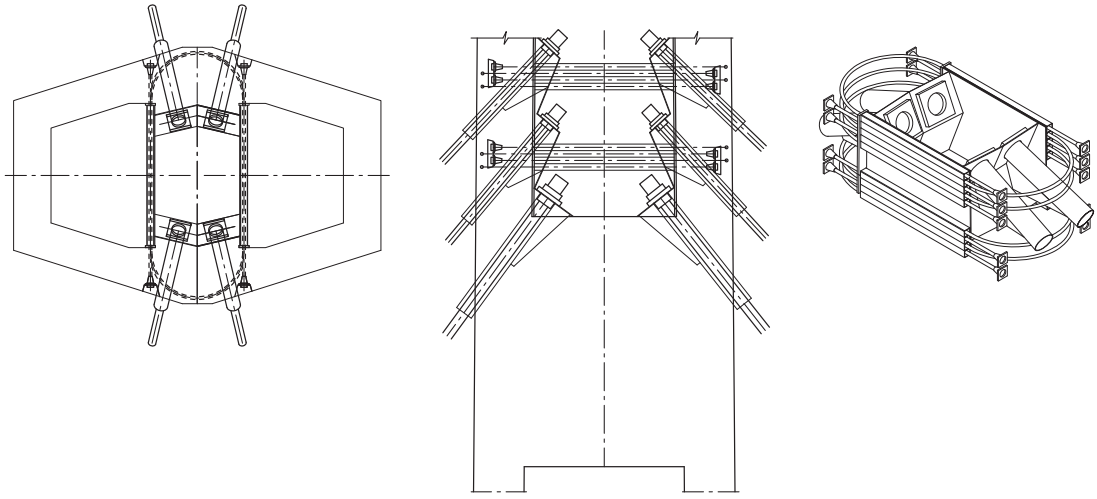


Figura 19. Propuesta inicial de anclaje de tirantes en la torre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

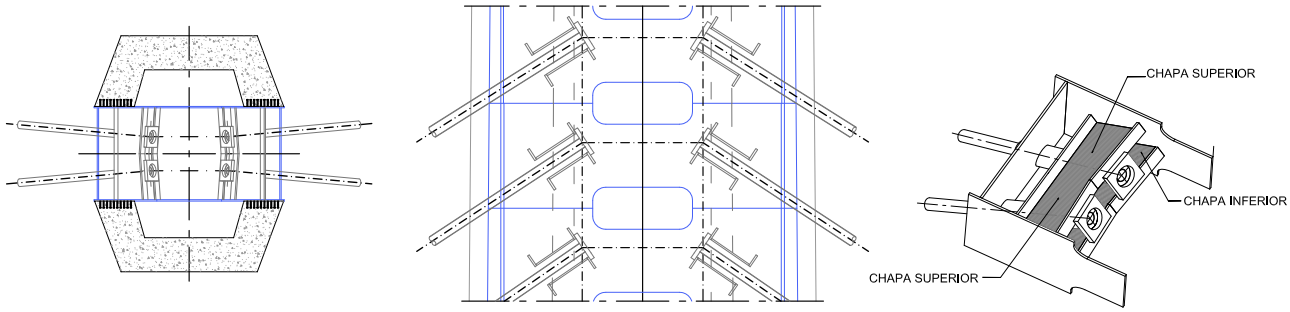


Figura 20. Detalle final de anclaje de tirantes en la torre.

metálicas en taller y con el adecuado control de verticalidad durante su montaje en obra (fig. 20) [9].

3.3. Anclaje al tablero

Para el anclaje de los tirantes en el tablero inicialmente se estudió una solución estructural que permitía independizar el proceso de puesta en carga de los tirantes de la construcción de la losa de hormigón, considerando una viga de borde de acero que recogiese los efectos locales inducidos por las componentes verticales y horizontales de las fuerzas en los tirantes (fig. 21).

El anclaje finalmente proyectado permitió aprovechar el carácter mixto de la sección desde el momento de puesta en carga de los tirantes. Para ello se proyectó la alineación del tirante de forma que la descomposición de la fuerza inclinada del mismo se realizase en la intersección del eje de la losa de hormigón con el eje correspondiente al diafragma del tablero en la sección de tirantes (fig. 22). De esta forma podían minimizarse al máximo los efectos de flexión local producidos por la transmisión de la fuerza del tirante. La adopción de este esquema estructural requirió la presencia de la losa de hormigón en el momento de puesta en carga de los tirantes.

El desarrollo de este esquema teórico obligó a acoplar las dimensiones reales de las placas de anclaje de los tirantes y sus

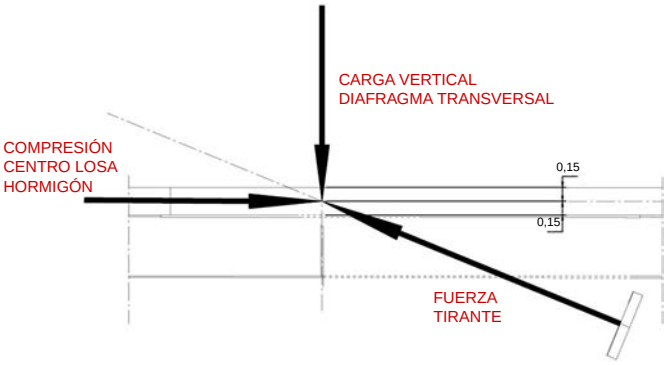


Figura 22. Descomposición de fuerzas en el anclaje del tirante en el tablero.

correspondientes longitudes de transmisión haciendo necesario disponer una cartela vertical que a su vez permitía recoger las flexiones parásitas existentes movilizando localmente la flexión local de la losa, chapas de borde y diafragma transversal anterior. La definición detallada de los mismos hizo preciso un estudio geométrico y estructural de detalle (fig. 23).

La franja mínima de hormigón necesaria para garantizar la transmisión de las compresiones en el momento de puesta en carga de los tirantes era de 6 m en cada borde, precisando un

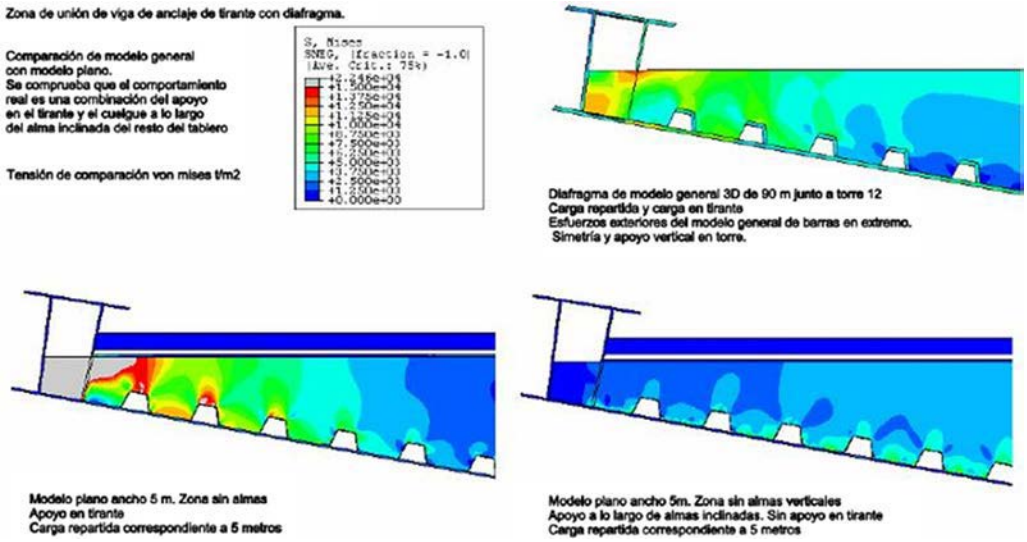


Figura 21. Propuesta inicial de anclaje de tirantes en el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

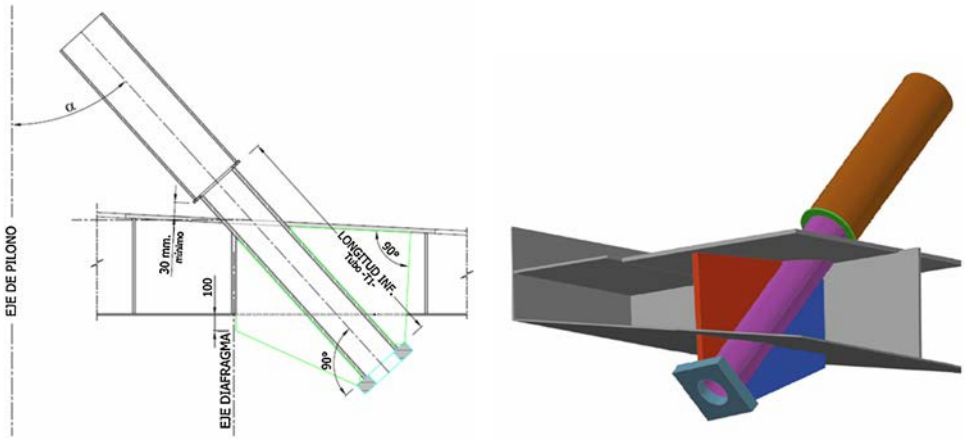


Figura 23. Detalle final de anclaje del tirante en el tablero.

hormigón de altas resistencias iniciales para la franja de conexión con las dovelas anteriores.

4. Aparatos de apoyo y juntas

La transmisión de las cargas verticales a las pilas se realiza, tal como se ha indicado, a través de apoyos de diferentes tipologías según los tramos.

El tramo de acceso a Cádiz está soportado por apoyos esféricos de hasta 50.000 kN, uno libre y otro transversalmente guiado por pila, excepto en las 3 pilas centrales, en las que se han dispuesto apoyos elastoméricos de dimensiones 1.200 × 1.200 × 434 mm que, además de las cargas verticales correspondientes, transmiten las longitudinales tanto de servicio como sísmicas de todo el tramo. Los apoyos del estribo son esféricos, de 16.000 kN. De esta forma, los esfuerzos transversales son resistidos por cada pila y los longitudinales por las 3 pilas centrales, disminuyendo la acción sísmica mediante el uso de elastómeros.

El puente desmontable se apoya en las pilas 9 y 10 mediante apoyos de neopreno zunchado de 30.000 kN cada uno, de dimensiones 1.300 × 1.300 × 568 mm. De esta forma, tanto los esfuerzos longitudinales como los transversales son resistidos por los elastómeros.

En el tramo atirantado, todas las cargas verticales se transmiten mediante apoyos esféricos, de entre 48.000 y 58.000 kN, siendo uno libre y otro guiado en las pilas normales. En cada torre se han dispuesto 2 apoyos libres, transmitiendo las cargas transversales del tablero a la riostra mediante una llave metálica con apoyos de neopreno-teflón interpuestos de dimensiones 600 × 600 mm (fig. 24).

Como se ha descrito anteriormente, el puente no tiene ninguna junta desde el vano desmontable hasta el estribo 2 en Puerto Real. Los 2 tramos, atirantado y viaducto de hormigón, se fijan para las hipótesis de servicio en la torre del muelle. Para ello se disponen unos topes metálicos que a través de neoprenos de dimensiones 1.100 × 1.100 × 233 mm transmiten las cargas a la riostra (fig. 25). El cálculo no lineal detallado de los movimientos de apoyos y juntas de este tramo se describe en [10]. En la torre de la bahía se disponen transmisores de impacto de manera que las cargas sísmicas son resistidas por el pórtico conformado por ambas torres. Se han dispuesto 8 transmisores de impacto de 4.880 kN cada uno (fig. 26).

Los apoyos del viaducto de hormigón de acceso desde Puerto Real son esféricos y de capacidad variable en función de las luces, desde 58.000 kN para los vanos de 75 m hasta 32.000 kN en los vanos de 40 m. En los últimos vanos la carga se incrementa hasta 44.000 kN debido al ensanchamiento de la sección que supone mayor peso propio. Los apoyos del estribo 2 son de 18.000 kN.

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz es un viaducto de gran longitud con desplazamientos en las

Figura 24. Topes transversales entre tablero y torres.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

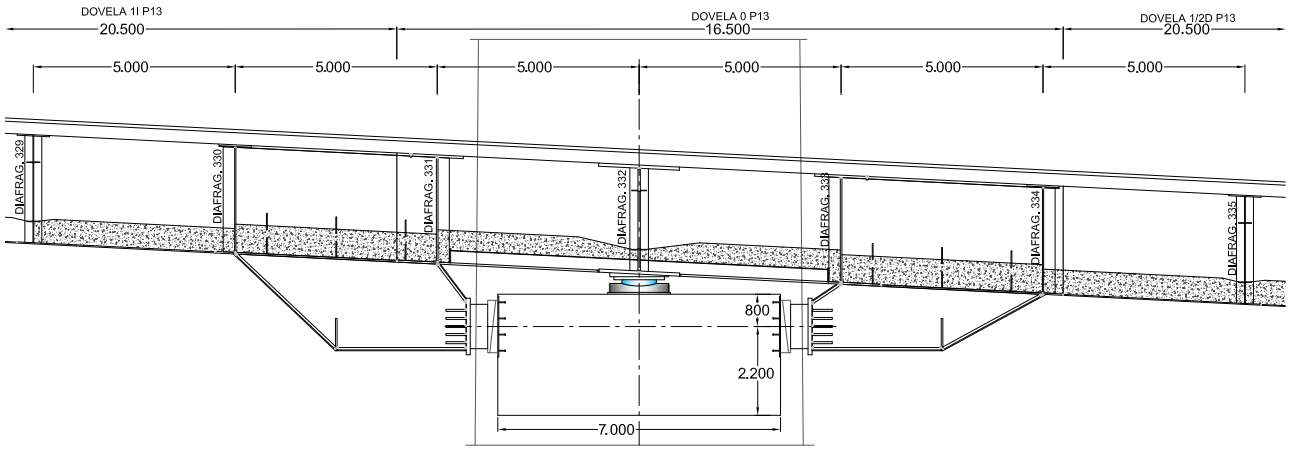


Figura 25. Detalle de tope longitudinal en torre del muelle.

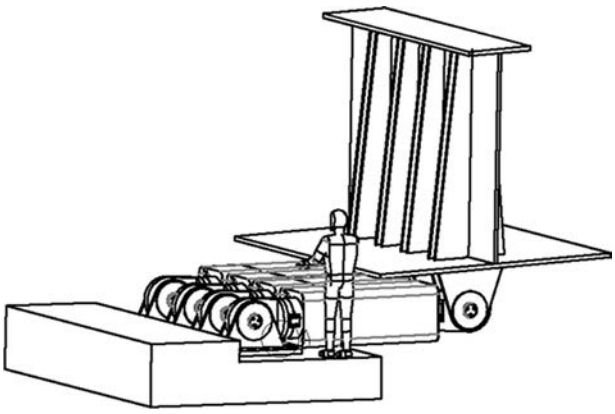


Figura 26. Transmisores de impacto en torre de la bahía.

juntas considerables, de en torno a 600 mm en estribo 1, 1.300 y 2.000 mm en las pilas del desmontable y 1.840 mm en el estribo de Puerto Real (fig. 27).

La compatibilidad entre los giros y movimientos inducidos entre los distintos dispositivos de fijación fue objeto de un estudio detallado para tener en cuenta todos los esfuerzos parásitos provocados por las distintas excentricidades.

Además de los aparatos de apoyo descritos, fue necesario proyectar una serie de fijaciones provisionales durante la construcción del puente atirantado. Para poder construir por voladizos el tablero antes de la llegada al primer tirante, el tablero debía estar empotrado en las torres. Para ello se proyectó un empotramiento provisional por medio de aparatos de apoyo elastoméricos y cables de pretensado anclados a la estructura del tablero y a la viga riostra de las torres. El momento de empotramiento en la situación de construcción se convierte en momento torsor exterior en la riostra, que fue el esfuerzo dimensionante de la armadura transversal de la misma. Este empotramiento se liberó tras el tesado de los primeros tirantes, que tuvo que hacerse de forma progresiva para evitar un incremento de estos momentos (fig. 28) [11].

Para poder permitir la transmisión de las fuerzas longitudinales desequilibradas provenientes de las fuerzas de los tirantes se proyectaron unos topes longitudinales exteriores al cajón que reaccionaban contra los fustes de las torres. Estos apoyos eran de tipo elastomérico y permitían recoger simultáneamente los momentos de eje vertical provenientes de las acciones de viento horizontales actuantes sobre el tablero en voladizo. La necesidad de este empotramiento desapareció una vez que el tablero

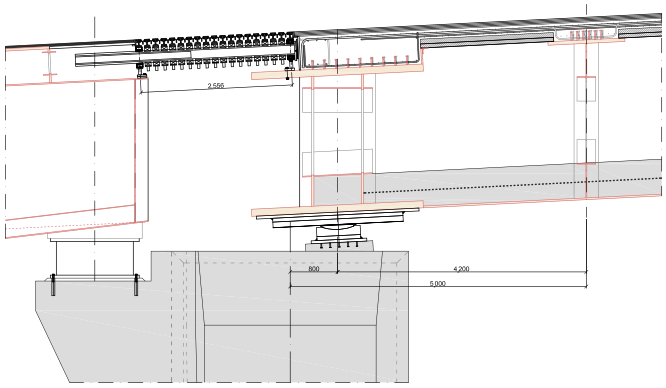


Figura 27. Junta de dilatación modular en pila 10.

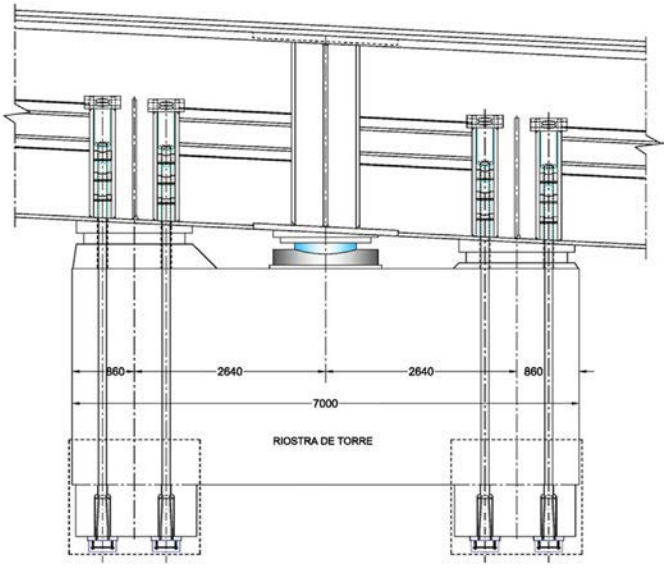


Figura 28. Empotramiento provisional del tablero frente a flexiones de eje horizontal en las torres durante la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

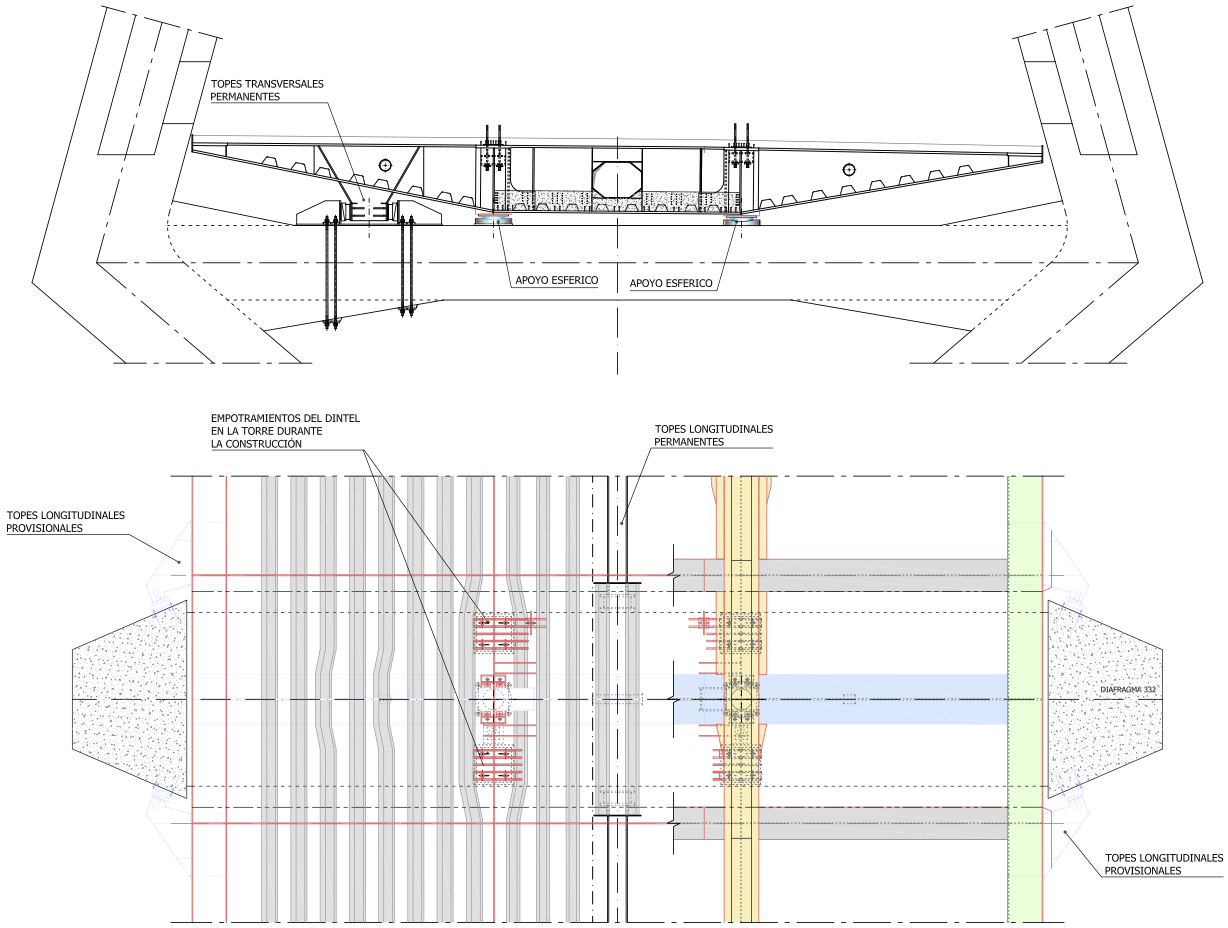


Figura 29. Detalles de las fijaciones provisionales y definitivas del tablero a las torres.

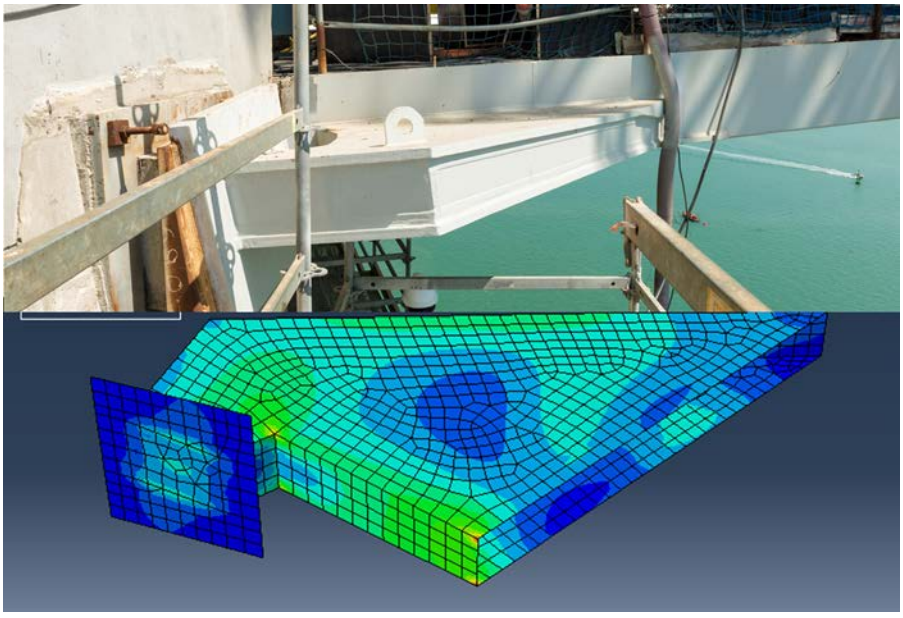


Figura 30. Detalle de empotramiento provisional frente a flexiones de eje vertical en las torres durante la construcción.

en construcción se hubo apoyado sobre las pilas del vano de compensación 11 y 14. La necesidad de la fijación longitudinal provisional fue sustituida por la fijación longitudinal definitiva en la torre 13, mientras que la fijación correspondiente en la torre 12 fue liberada una vez construida la dovela de cierre en centro de vano mediante los bloqueos correspondientes. Durante la operación de transferencia dichos topes se utilizaron adicionalmente, con las adaptaciones correspondientes, para realizar

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

un desplazamiento longitudinal del tablero por medio de gatos instalados en los mismos que permitió el izado de la dovela de cierre mediante la apertura de las holguras precisas para hacer frente a los movimientos de origen térmico durante la operación (figs. 29 y 30) [12].

Bibliografía

[1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[2] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos avanzados de su análisis, Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Bridge over the Cádiz Bay, Spain, 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People (2014) 532–533.

[4] J. Manterola, A. Martínez, Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 21–30.

[5] Ramos Gutierrez, R. Oscar, M.A. Astiz Suarez, Ensayos en túnel de viento para el Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 245–253.

[6] «Structural Connections for precast concrete buildings», FIB (CEB-FIP), Bulletin 43, February 2008, pp. 191-195.

[7] J. Sánchez de Prado, N. Trotin, P. Ladret, Sistema de atirantamiento del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 185–190.

[8] S. Fuente García, A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro González-Valerio, Cálculos específicos del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 159–172.

[9] S. Fuente García, J. de los Ríos Francisco, C. Lucas Serrano, A. Martínez Cutillas, Proyecto y construcción de las pilas y torres del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 49–60.

[10] J.A. Navarro González-Valerio, A. Martínez Cutillas, S. Fuente García, Bases y aspectos relevantes del cálculo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 87–98.

[11] J.A. Navarro González-Valerio, C. Lucas Serrano, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 111–122.

[12] L. Peset González, C. Lucas Serrano, J. de los Ríos Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 123–142.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):87–98

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Bases y aspectos relevantes del cálculo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Design basis and relevant structural analysis of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Juan Antonio Navarro González-Valerio [a,*], Antonio Martínez Cutillas [b] y Silvia Fuente García [a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado, S. L., Madrid, España*
[b] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado, S. L., Madrid, España*

Recibido el 13 de enero de 2016; aceptado el 18 de marzo de 2016
Disponible en Internet el 9 de mayo de 2016

Resumen

El diseño de un puente atirantado de gran luz conlleva la toma de multitud de decisiones tanto desde el punto de vista de las bases de diseño como de los protocolos de cálculo, puesto que exceden muchas veces el ámbito de la normativa estándar y los procedimientos habituales de cálculo. Se definen a continuación las bases de diseño, tanto desde el punto de vista de las acciones como de los materiales. También se establecen los modelos e hipótesis de cálculo empleados, con especial hincapié en las no linealidades y el tratamiento de ellas. Por último, se comentan todas las consideraciones especiales en los modelos y en las distintas comprobaciones de los elementos del puente establecidas específicamente para este puente.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Bases de cálculo; Modelos para puentes atirantados; Cálculo no lineal; Cálculo rozamientos teflón; Ancho eficaz

Abstract

The design of this type of cable-stayed bridge requires adopting a lot of decisions, both from the point of view of the design basis and the calculation procedures, since they often exceed the scope of the standard regulations and usual methods of analysis. The basis of the design is defined, both for loads and materials. The different models and loads taken into account are described, especially focusing on non-linearities and their treatment. Finally, it discusses all the considerations for the structural models and the different verifications of the elements specially defined for this bridge.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Design basis; Structural models for cable-stayed bridges; Non-linear calculations; Friction on bearings calculations; Shear lag effective width

1. Bases de cálculo

El puente está descrito en [1–5]. Este apartado se va a centrar únicamente en las bases de cálculo más significativas.

1.1. Acciones

Las normativas de acciones consideradas en el cálculo general del proyecto son principalmente:

- Norma IAP98 [6] para las acciones de carretera y ambientales, principalmente viento y temperatura.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: janavarro@cfcsl.com (J.A. Navarro González-Valerio).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.03.002
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

a_b / g - aceleración básica	0,07	K - coeficiente contribución Azores	1,3
Tipo de terreno	III	Periodo de retorno (años)	500,0
γ_1 - Factor importancia	1,30	ζ - índice de amortiguamiento (%)	5,0
γ_2 - Factor periodo de retorno	1,00	ν - Factor corrector amortiguamiento	1,0
ρ - coef adimensional riesgo	1,30	T_A (s)	0,208
C (coeficiente del suelo)	1,60	T_B (s)	0,832
S (amplificación del suelo)	1,28	T_C (s)	4,680
a_b / g - aceleración cálculo	0,116	Aceleración de pico / g (m/s^2)	0,291

T	Sa (T)
0,01	0,125
0,10	0,200
0,20	0,284
0,30	0,291
0,40	0,291
0,44	0,291
0,60	0,291
0,70	0,291
0,80	0,291
0,90	0,269
1,00	0,242
1,50	0,162
1,60	0,151
1,80	0,135
2,00	0,121
2,50	0,097
3,00	0,081
4,00	0,061
4,10	0,059
4,20	0,058
4,50	0,054
5,00	0,045
5,50	0,037
6,00	0,031
6,50	0,027
7,00	0,023
7,50	0,020
8,00	0,018
8,50	0,016

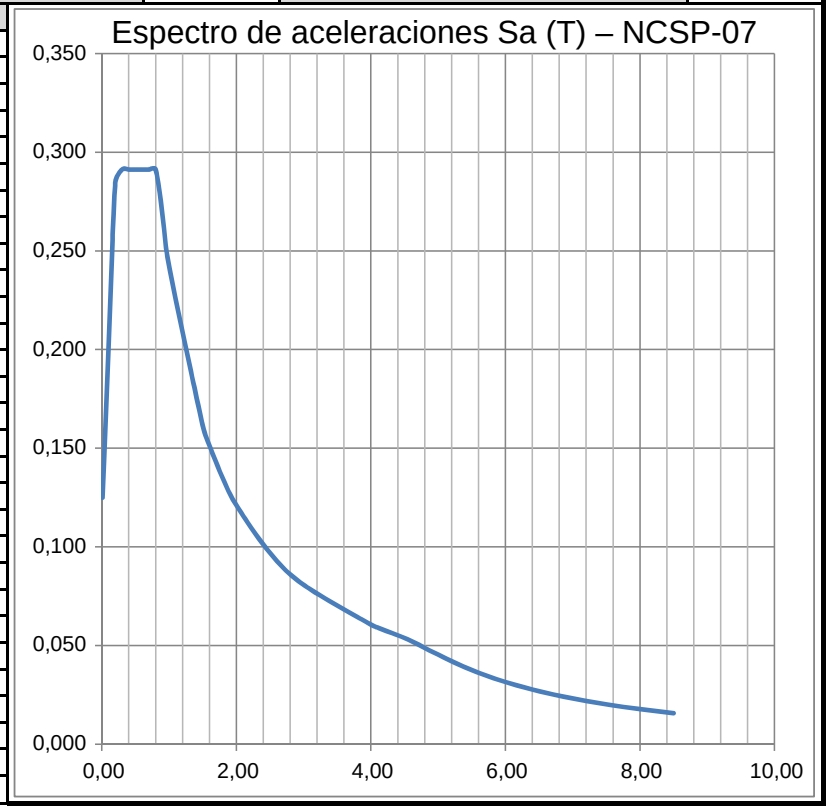


Figura 1. Definición del espectro de respuesta de aceleraciones.

- Norma NCSP-07 [7] para el cálculo sísmico, de acuerdo con el espectro de repuesta de la figura 1, considerando:
  - Comportamiento con ductilidad limitada, considerando un coeficiente de ductilidad global de 1,50, aplicado únicamente al diseño de las pilas y no a las cimentaciones ni apoyos.
  - Obtención de la respuesta sísmica máxima mediante un cálculo multimodal espectral.
  - Utilización de $\psi_2 = 0{,}20$ como coeficiente de simultaneidad de las sobrecargas de tráfico para la combinación sísmica.

En [5] se describe cómo la plataforma y uso del puente han variado a lo largo del proyecto y construcción del mismo, modificándose tanto las cargas de tráfico como la disposición de las cargas muertas. Esta situación hizo necesario analizar todos estos cambios; además, ha entrado en vigor en España la norma IAP11 [8], basada en la norma EN 1991-2:2003 [9]. Por todo ello se han estudiado 4 distribuciones completas de sobrecargas de tráfico junto con su correspondiente definición de cargas muertas. Se ha comparado la distribución de cargas del modelo completo, hecha con la norma IAP98 [6] y distribución de la plataforma con carril bus, donde se aplican 4,0 kN/m^2 en 31,18 m, equivalente a una carga total de 124,7 kN/m, y puede haber carros de 60,0 t en todo el ancho de la plataforma incluyendo el carril-bus, con:

- Norma IAP98 [6] y plataforma con las 2 vías de tranvía, cargando 23,81 m con 4,0 kN/m^2, equivalente a una carga total de 95,2 kN/m, junto con un único tranvía de 800 kN por vía, añadiendo además la diferencia de cargas muertas entre la calzada del carril bus, pavimento con peso 13,0 kN/m, y la vía en placa para el tranvía con peso 32,7 kN/m.
- Distribución LM1 de cargas de tráfico de la norma IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9]; se cargan 4,50 m con 5,0 kN/m^2 (aceras de servicio), 3,0 m con 9,0 kN/m^2 y 23,68 m con 2,5 kN/m^2, equivalente a una carga total de 108,7 kN/m con una excentricidad de 3,23 m.
- Distribución LM4 de carga de aglomeraciones de peatones de la norma IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9]; se aplican 5,0 kN/m^2 en 26,68 m, lo que equivale a una carga total de 133,4 kN/m. Puesto que la defensa antiviento no está

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

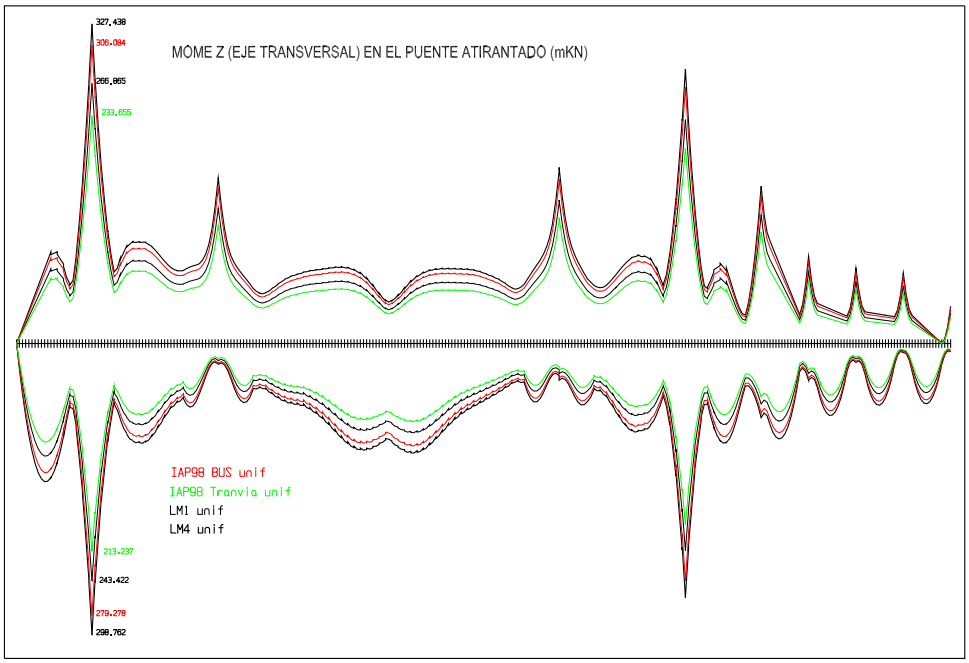


Figura 2. Comparación de los momentos flectores en tablero: sobrecarga total + diferencia carga muerta.

preparada para ello, no se abrirían en ningún caso al público en general las 2 aceras para el servicio del puente.

Los resultados se han comparado para todos los elementos del puente, tablero, torres, pilas y tirantes. En la figura 2 se muestra un ejemplo de dichos resultados, comparando los momentos flectores de eje transversal en el tablero para las 4 distribuciones.

Analizando los modelos de cargas de IAP98 [6] respecto a IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9], considerando 4,0 kN/m^2 en toda la plataforma en el primero y 9,0 kN/m^2 en 3,0 m y 2,5 kN/m^2 en el resto de plataforma en el segundo, a partir de 13,0 m de ancho de plataforma la norma IAP98 [6] aplica más carga longitudinal que la IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9]; sin embargo, estas últimas introducen un momento torsor simultáneo a esta carga longitudinal. De cara a la torsión y aplicando carga distribuida solo en la mitad de la sección, pasaría lo mismo a partir de un ancho total de plataforma de 48,80 m. Por tanto:

- De cara a la flexión, el resultado de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] es más favorable.
- De cara a la torsión, el resultado de las normas IAP11 [8]/EN 991-2:2003 [9] es más desfavorable. Sin embargo, teniendo en cuenta la configuración de la sección transversal, muy adecuada para resistir torsiones, no representa un problema.

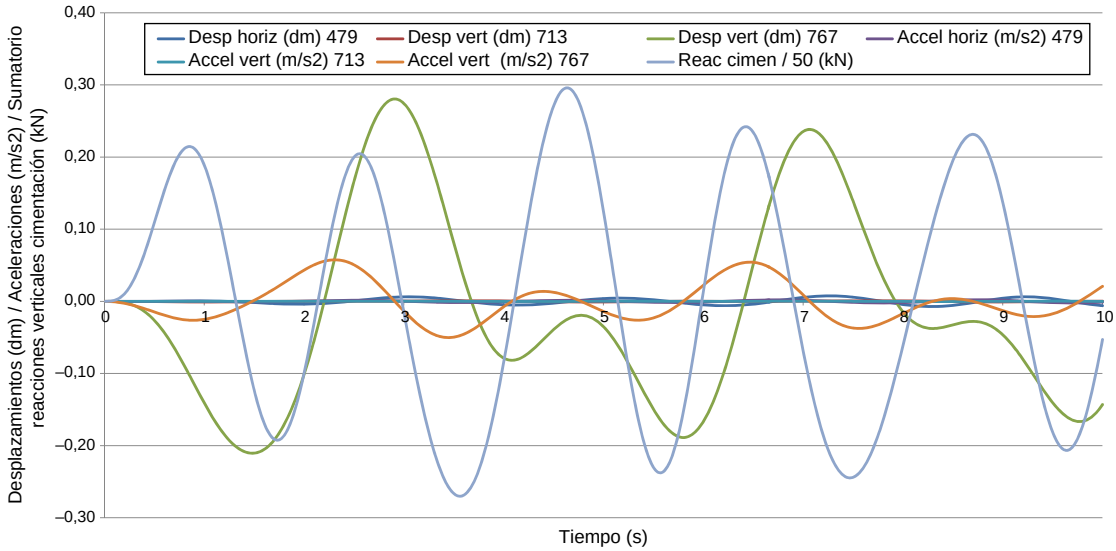


Figura 3. Cálculo dinámico paso a paso para una solicitación senoidal de los peatones en el vano principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

- De cara a los tirantes, la simultaneidad de la máxima flexión con algo de torsión en el caso de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] disminuye un poco la diferencia con el caso de la norma IAP98 [6], pero esta última sigue dando más carga en los tirantes que las primeras.
- De cara a las torres, de nuevo el resultado de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] es más favorable.

Por otro lado, a pesar de las bajas frecuencias del puente (0,24 Hz de primera frecuencia vertical según el modelo de cálculo, 0,25 Hz según la prueba de carga dinámica [10]) frente a las frecuencias del tránsito de peatones (1,5 a 3,0 Hz), se ha realizado un cálculo dinámico paso a paso, de acuerdo a las prescripciones de la norma EN 1990:2002 [11], apartado A2.4.3.2, con carga de peatones oscilante en el vano principal, para asegurar que no se va a producir ningún efecto resonante y que las máximas aceleraciones de confort de los usuarios son menores que 0,4 m/s^2 (fig. 3).

Como conclusiones de este estudio de las distintas opciones de sobrecargas de tráfico, comparando con los resultados incluidos en el modelo general (calzada para el carril-bus, aplicación de la norma IAP98 [6]):

- Los resultados de la norma IAP98 [6] aplicados a la plataforma con las 2 vías de tranvía da resultados menores o equivalentes, incluyendo el efecto de eliminar la carga de pavimento de la calzada del carril-bus y añadiendo la vía en placa. Por tanto, será posible en un futuro la sustitución en su caso del carril-bus por el tranvía.
- Los resultados del modelo LM1 aplicando las normas vigentes actualmente IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] son menores, máxime si se considera el coeficiente de mayoración de sobrecargas $\gamma = 1{,}35$ de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] y no $\gamma = 1{,}50$ de la norma IAP98 [6].
- La distribución de aglomeración de personas es posible, por lo que se puede abrir al público en general el puente; el modelo LM4 de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] da resultados muy similares. Además, la carga de peatones se podría considerar de acuerdo a la norma EN 1991-2:2003 [9] apartado 5.3.2.1, con carga peatonal de 2,50 kN/m^2 para una luz de 540 m frente a los 5,0 kN/m^2 de la distribución LM4.
- Las máximas aceleraciones verticales por el tránsito peatonal son del orden de 0,05 m/s^2, valores despreciables comparados con las máximas establecidas en la norma EN 1990:2002 [11], apartado A2.4.3.2, con valor de 0,4 m/s^2.

Para el resto de acciones se ha mantenido la normativa del proyecto IAP98 [6]. Como resumen de los valores más significativos:

- El viento V_{ref} como velocidad media a lo largo de un periodo de 10 min a una altura de 10 m es de 28 m/s.
- Las deformaciones por temperatura en el acero han sido de $\pm 35 \times 1{,}2 \times 10^{-5}$, mientras que en la losa de la sección mixta han sido de $\pm 15{,}9 \times 10^{-5}$. En las secciones de hormigón han sido $\pm 17{,}8 \times 10^{-5}$, y en los tirantes $+35{,}8/-27{,}8\,^{\circ}\mathrm{C} \times 1{,}2 \times 10^{-5}$.
- Retracción y fluencia de acuerdo a la EHE08 [12], con una humedad media del 80%.
- Respecto al impacto de barcos, no se ha considerado un impacto significativo debido a la ausencia de suficiente calado en las proximidades de la cimentación de la torre situada dentro de la Bahía. Además, se colocaron unos duques de alba preventivos.

1.2. Comprobaciones

Para las comprobaciones de los distintos elementos del puente se ha utilizado la siguiente normativa:

- Norma EHE08 [12] para los elementos de hormigón estructural.
- Recomendaciones RPM [13] y RPX [14] para las estructuras metálicas y mixtas.
- Recomendaciones SETRA [15] para los tirantes.

En cualquier caso, además se han considerado las normas EN 1992-2:2005 [16], EN 1993-1-5:2006 [17] y EN 1994-2:2005 [18] como apoyo, completando las directrices de las anteriores.

1.3. Materiales

1.3.1. Resistencia y durabilidad

A la hora de definir la calidad de los materiales han tenido tanto peso los criterios estructurales como los de durabilidad.

Para la resistencia de los hormigones se ha seleccionado $f_{ck} = 60$ MPa para todo el hormigón de las torres y el tablero, disminuyendo hasta $f_{ck} = 45$ MPa para el resto de pilas y $f_{ck} = 35$ MPa para las cimentaciones. Estructuralmente, para el hormigón de las torres sobre el tablero no era estrictamente necesaria la resistencia de 60 MPa, pero se ha considerado adecuado aumentarla para un elemento tan singular y con tanta relevancia en este puente. Respecto a la clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras, de acuerdo a la norma EHE 08 [12]:

- Contrapeso sobre pilas del vano de compensación: clase I, esto es, no agresiva.
- Resto de hormigones: debido a estar situado sobre el mar, clase III, esto es, marina con corrosión por cloruros.
  - IIIa, aérea: hormigón del tablero, parte de la torre de la bahía sobre tablero, torre sobre el muelle de la Cabezuela y resto de pilas desde dicha torre hasta el estribo E2.
  - IIIb, sumergida: todos los pilotes y encepados desde la torre del muelle hasta el estribo E2.
  - IIIc, carrera de mareas: encepados y pilas desde Cádiz hasta la parte de la torre sobre la Bahía bajo el tablero.

Respecto a la exposición relativa a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión, se ha añadido la clase Qb, química

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

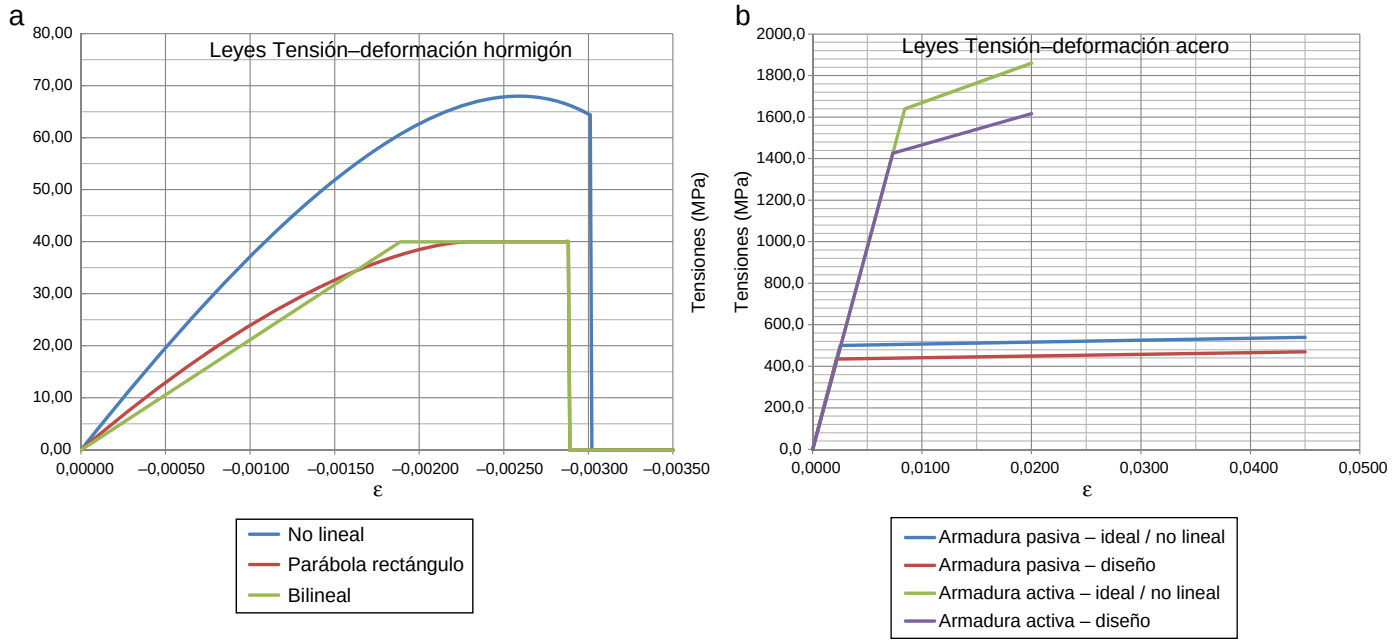


Figura 4. Leyes de tensión-deformación del hormigón y el acero.

agresiva media con ataque químico, a todos los elementos clasificados como IIIb y IIIc.

Respecto a los aceros:

- El acero estructural con $f_{yk} = 355$ MPa y grado J0 con alta exigencia de soldabilidad.
  Respecto a su pintura:
  - Chorreado al grado Sa2 1/2 (ISO-8501), dejando un perfil de rugosidad de unas 25-50 micras Keane Tator Surface Profile Comparator o instrumento similar.
  - En taller: aplicación de una capa general de imprimación epoxi rica en zinc con un espesor de película seca de 75 micras (exteriores), capa general de imprimación epoxi fosfato en zinc con un espesor de película seca de 50 micras (interiores) y capa general epoxi intermedia con hierro micáceo r con un espesor de película seca de 125 micras (solo para exteriores).
  - En obra: para exteriores, una capa de revestimiento de polisiloxano, de altas prestaciones, resistencia a la intemperie y retención de brillo y color, con un espesor de película seca de 125 micras. Para interiores, 2 capas de epoxi aluminio laminar, con un espesor de película seca de 125 micras cada una.
- El acero en barras corrugadas como armadura pasiva es B500SD. De acuerdo a la norma EN 1991-2:2003 [9], las características de adherencia del acero pueden comprobarse mediante el método general del anejo C de la norma UNE-EN 10080 [19] o alternativamente, mediante la geometría de corrugas conforme a lo establecido en el método general definido en el apartado 7.4 de la misma UNE-EN 10080 [19]. Los resultados en el segundo caso dan longitudes de anclaje y solape mucho menores, y coinciden con lo especificado en la norma EN 1992-2:2005 [16]. Sin embargo, en este proyecto el acero no estaba normalizado de acuerdo a los ensayos del apartado 7.4 respecto del área proyectada de las corrugas, por lo que se han utilizado las longitudes de anclaje y solape mayores.
- El acero del pretensado y de los tirantes es Y1860 S7 en cordones de 150 mm^2. Además, respecto al sistema de atirantamiento:
  - La longitud libre de los cordones que forman el tirante tiene 2 capas de protección, una capa de galvanización aplicada directamente al cordón sin ninguna discontinuidad y una vaina exterior de polietileno de alta densidad HDPE aplicada también al cordón, con una cera microcristalina de relleno entre ambas capas. En la proximidad de los cordones a las cuñas de anclaje se pierde la vaina exterior para poder acuñar y se protegen los mismos con medidas especiales en los anclajes.
  - El haz de cordones paralelos está encerrado en una vaina externa, hermética en la longitud libre, con un dibujo helicoidal exterior para evitar las vibraciones inducidas por viento y lluvia.
  - Los anclajes tienen filtros de desviación para $\pm$ 20 mrad de ángulos de giro estático y $\pm$ 10 mrad para ángulos de giro dinámicos, y una rosca de ajuste de la carga en tirantes de 200 mm.
  - El sistema tiene un amortiguamiento con una tasa de decremento logarítmico de al menos 3%, suministrando los amortiguadores apropiados para cada n° de cordones y longitud.

1.3.2. Modelos de material

Como modelo del hormigón se ha utilizado la ley parábola-rectángulo de la figura 4a. Para el cálculo no lineal realizado en proceso para la comprobación de la torre durante el avance en voladizo, se ha utilizado la ley no lineal también de la figura 4a. Respecto a la armadura pasiva, se ha utilizado la ley de

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

la figura 4b, con parámetros del material del anejo C de la norma EN 1992-2:2005 [16] para aceros de ductilidad normal tipo B, $k = (f_t/f_y)_k = 1{,}08$ y $\varepsilon_{uk} = 5{,}0\%$. Por último, para la armadura activa se ha utilizado la ley de la figura 4b, con $f_{pk} = 1.860$ MPa, $f_{p0,1k} = 1.640$ MPa y $\varepsilon_{ud} = 2{,}0\%$.

2. Modelos de cálculo

Se han realizado 2 niveles de modelos estructurales para el cálculo de todos los elementos durante el servicio de la estructura y durante el proceso de construcción:

- Modelo global tridimensional de barras modelizando el puente completo utilizando el método de rigidez con un comportamiento elástico lineal de los materiales, obteniendo desplazamientos, fuerzas en los elementos y reacciones de los apoyos.
- Modelos específicos de elementos finitos de diversa complejidad y detalle [20].

Como se indica en [4], en este puente hay en realidad 4 estructuras:

- Viaducto de acceso Cádiz, longitud 580,0 m, de sección mixta y construcción por empuje del tablero.
- Viaducto desmontable, longitud 150,0 m, de sección metálica y construcción por izado del tramo completo.
- Viaducto principal atirantado, longitud 1.180,0 m, de sección mixta y construcción por avance en voladizos.
- Viaducto de acceso Puerto Real, longitud 1.182,0 m, de sección de hormigón y construcción con cimbra apoyada vano a vano. Este puente a su vez se puede dividir en 2 tramos, de sección aligerada de 2,0 m y sección cajón de 3,0 m.

En vez de hacer 4 modelos independientes, uno por puente, se ha optado por un único modelo global, cada uno con su correspondiente proceso constructivo, mucho más preciso. Las ventajas de este procedimiento son innumerables, ya que se calcula de forma directa el efecto del sismo, del viento, o de cualquier otra acción en la que un tramo afecte al contiguo, tanto a nivel de pilas como para el tablero, apoyos, tirantes, etc. De esta manera, se ha realizado un modelo con 2.277 barras y 2.039 nudos (fig. 5).

En este modelo:

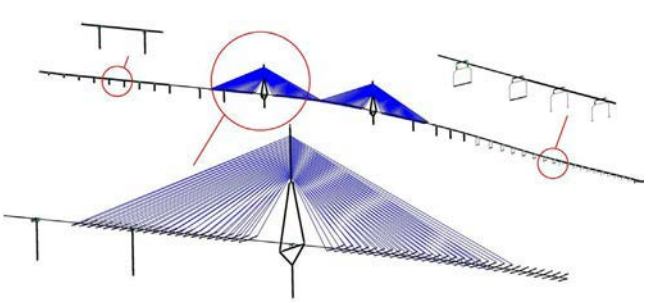


Figura 5. Modelo de barras del puente completo.

- Se han tenido en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura introduciendo unas matrices de rigidez tridimensionales en todas las cimentaciones que simulen la respuesta conjunta cimentación-suelo; para el comportamiento del suelo se han utilizado muelles lineales simulando la rigidez del mismo en los distintos estratos ajustadas al rango de cargas y movimientos del puente.
- Se ha considerado la interacción «exacta» entre el tablero y las pilas y torres modelizando todos los apoyos y las juntas de dilatación en su configuración real, prestando mucha atención a las verdaderas coacciones que introducían los apoyos. A este respecto, la vinculación entre el tablero y la torre P13 del muelle requirió un estudio de compatibilidad adecuado [5].
- Para tener en cuenta la deformación por cortante, se han calculado las propiedades de la sección transversal con un ancho eficaz equivalente (apartado 3.7).

En dicho modelo se han calculado las 6.500 hipótesis de cálculo estático. El cálculo dinámico se ha realizado por superposición lineal de los modos de vibración de la estructura, considerando todos los periodos de vibración entre 6,6 y 0,7 s.

3. Consideraciones especiales en los modelos y comprobaciones

3.1. Influencia de las no linealidades

En general, para los cálculos en fase de servicio se ha realizado un cálculo lineal para las distintas hipótesis. Para poder combinarlas directamente y alcanzar a su vez la máxima precisión, se han linealizado los efectos no lineales mediante las siguientes estrategias:

- Matriz geométrica en las pilas y torres con axil correspondiente a la situación de carga permanente.
- Módulo de Ernst secante correspondiente a la carga permanente para la no linealidad por el efecto de la catenaria de los tirantes. Para esa carga tan elevada, las variaciones en el módulo producidas por la diferencia de axil en las diferentes hipótesis de cálculo son muy pequeñas y ya irrelevantes para los resultados obtenidos.
- Propiedades de la sección transversal medias entre las brutas y las fisuradas (acero estructural + pasivo, sin hormigón) en las cercanías de las pilas y torres del puente atirantado, donde no había pretensado.

Se ha comprobado que en todas las situaciones era suficiente esta aproximación, no requiriendo análisis posteriores más avanzados.

3.2. Cálculos no lineales en proceso

Respecto del modelo de cálculo para cada una de las 1.275 fases del proceso constructivo [21], se ha realizado un modelo con el esquema estructural adecuado a cada situación, incluyendo también la configuración evolutiva de los apoyos en cada fase. En este caso fue necesario un modelo no lineal iterativo

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 6. Vista aérea de la longitud del tablero sin juntas.

para mejorar la precisión de los resultados al tener en cuenta que las variaciones en porcentaje de las cargas axiles de los elementos estructurales y tirantes es mucho mayor, y también que los movimientos en las fases antes de alcanzar la primera pila del vano de compensación son mucho más elevados, considerando por tanto:

- Matriz geométrica «exacta», introduciendo el axil real en cada fase para considerar la no linealidad geométrica.
- Módulo de Ernst secante en los tirantes a partir de la carga real de cada fase.
- Consideración de la inercia fisurada o no fisurada en las fases correspondientes, esto es, incluyendo la sección metálica + armadura pasiva o la sección bruta dependiendo del estado tensional en la fase.

Durante el proceso de construcción ha sido fundamental el control de pesos estructurales, de sobrecargas de construcción y de la secuencia efectiva de fases de construcción para poder garantizar la seguridad y la geometría de todos los elementos en todo el proceso. Además, también está descrito en [21] el cálculo no lineal de la torre durante el proceso de construcción, con efectos no lineales muy considerables que incrementan los resultados lineales hasta en un 50%.

3.3. Cálculos no lineales para esfuerzos longitudinales

En la normativa actual no está muy definida la simultaneidad entre los esfuerzos derivados de los rozamientos en los teflones de los apoyos y el resto de cargas. De manera estándar y para linealizar el problema, se supone en los modelos que el tablero desliza libremente sin ninguna coacción sobre las pilas donde se dispongan teflones, añadiendo a posteriori unas fuerzas de rozamiento en la interfaz entre ambos. Generalmente, del lado de la seguridad se pueden considerar como suma de los valores absolutos de ambos efectos. Sin embargo, esto puede dar valores demasiado conservadores, y en puentes con longitudes sin juntas tan grandes como este, de 2.362,0 m (fig. 6), ser totalmente inadecuado.

La sujeción longitudinal del tablero está en la torre P13 del muelle en todas las circunstancias, habiendo colocado transmisores de impacto en la torre P12 de la Bahía para la situación sísmica. Por tanto, la torre del muelle soporta todos los esfuerzos longitudinales, excepto los esfuerzos sísmicos, que se comparten entre las 2 torres. En esta situación, respecto a los rozamientos en los teflones se han realizado las siguientes consideraciones:

- En situación sísmica el modelo se supone deslizando sobre los teflones libremente. De hecho, la normativa exige $\mu = 0\%$ como rozamiento a la hora de considerar los teflones como garantes del equilibrio en situación sísmica. Habrá 2 opciones cuando el tablero tienda a desplazarse hacia un lado, que los teflones no hagan nada, con $\mu = 0\%$, o que se opongan al rozamiento disminuyendo los esfuerzos máximos sobre las torres. En estas circunstancias, a los esfuerzos sísmicos del cálculo modal no hay que añadirles nada procedente de los rozamientos del teflón, ya que estos, como mucho, disminuirán los esfuerzos totales.
- En situación de servicio se produce una combinación no lineal donde el teflón de cada pila aumentará o disminuirá los efectos de la carga calculada, por ejemplo viento, temperatura y/o frenado, según el tablero sobre dicha pila tienda a desplazarse en una u otra dirección.

En la figura 7 se muestra el resultado de un cálculo no lineal de este tipo, donde se ha obtenido la máxima contracción en ELS de la junta sobre la pila P10 del tramo desmontable. Para ello, debe aumentar la temperatura y actuar el viento longitudinal hacia el estribo E1 en Cádiz:

- A priori no se sabe si el rozamiento en un teflón ayudará o empeorará la situación. Si el viento tiende a desplazar el movimiento hacia el estribo E1 y además aumenta la temperatura, los teflones cerca de la P13 se opondrán al viento y disminuirán su efecto, pero los teflones lejanos, cerca del estribo E2, lo aumentarán.
- Es necesario un cálculo iterativo para conocer el signo de cada rozamiento. Los teflones cercanos al punto fijo no deslizarán, otros lo harán en sentido favorable y otros en sentido desfavorable. Además, de acuerdo a la norma EN 1337-1 [22], los teflones que mejoran la situación tienen un rozamiento de $0{,}25 \times \mu_{max}$, mientras que los que la empeoran lo tienen de $0{,}75 \times \mu_{max}$, siendo $\mu_{max} = 3\%$ en este caso.
- Por separado, la temperatura contrae la junta 0,298 m, el viento 0,134 m y el rozamiento en los teflones 0,154 m. Una combinación lineal estándar entre las 3 acciones daría 0,586 m. Si se hace el cálculo no lineal iterativo, el máximo valor es de 0,480 m. Por tanto, con este procedimiento se han reducido los movimientos en un 18% respecto a la hipótesis conservadora usual.
- Como la torre P13 del muelle, donde está sujeto todo el tablero, es muy flexible, se llega a que el «punto fijo» de desplazamiento del tablero nulo en la combinación no lineal temperatura + rozamiento teflones + viento está en la pila P22, a unos 700,0 m de la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

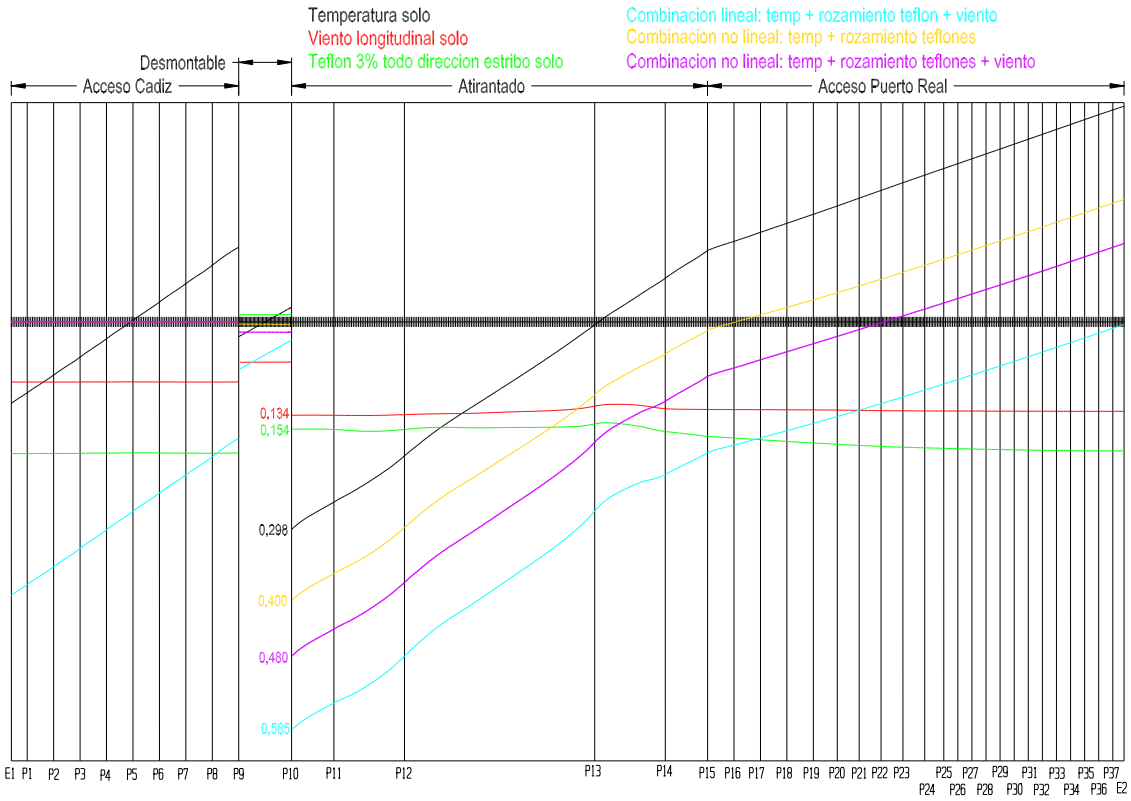


Figura 7. Combinación no lineal de rozamiento en los teflones: desplazamiento longitudinal del tablero en junta P10.

Este cálculo no lineal se ha empleado para dimensionar todos los movimientos de apoyos y juntas y máximos momentos de eje transversal en la torre P13 del muelle, disminuyendo los resultados respecto del procedimiento estándar conservador desde un 15 a un 30%.

3.4. Geometría de los tirantes respecto el tablero

En los modelos de puentes atirantados es fundamental reproducir de manera «exacta» la geometría de los tirantes, y más concretamente la vinculación entre estos y el tablero. En puentes de sección transversal no evolutiva la vinculación entre el tirante y el tablero es fácil, poniendo el tirante en su geometría real e interceptando al tablero donde se considere, vinculando uno y otro con la excentricidad correspondiente. En este puente la vinculación entre tirante y tablero se ha dispuesto cada 10,0 m, coincidiendo con los diafragmas transversales cada 5,0 m de manera alterna. Así, la intersección entre la recta del tirante y el plano del diafragma daba la altura de la introducción de la carga axil respecto el centro de gravedad de la sección del tablero. De este modo, aparece el posible momento flector de la carga axil del tirante en ese punto del tablero.

Sin embargo, cuando el centro de gravedad es variable, como corresponde al hecho de tener una sección transversal evolutiva, el problema se complica. Los programas estándar, a la hora de calcular tensiones sobre una sección transversal, tienen la diferencia entre el punto de introducción de la carga axil en el modelo y el centro de gravedad real de la sección. De este modo, introducen el efecto del momento, en su caso, a nivel seccional. El problema es calcular el efecto hiperestático de este momento. Esto sería un problema iterativo, donde en cada iteración se calculase:

- Esfuerzo axil del tirante.
- Momento «isostático» producido por diferencia entre el punto de introducción de la carga axil en la sección transversal y el centro de gravedad en esa fase, considerando sección evolutiva o incluso fisurada.
- Efecto en la estructura de ese momento isostático puntual junto con el resto de cargas, volviendo a calcular el esfuerzo axil del tirante.
- Si el esfuerzo axil del tirante fuese significativamente distinto, habría que hacer otra iteración hasta que no variase entre una y otra iteración.

En este puente, con 1.275 fases en proceso y sección tan evolutiva (sección de acero, anterior + losa de hormigón inferior, anterior + losa superior sin fisurar, anterior + losa superior fisurada), junto con unas 6.500 hipótesis de cálculo estático en servicio, esto es inabarcable, por lo que se ha acotado que el efecto era limitado a nivel tensional haciendo un ciclo de una dovela con el modelo estándar con excentricidad fija y otro con el procedimiento «exacto» descrito. Además, se controlaron las posibles desviaciones geométricas con ajustes en las cargas en tirantes [23].

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

3.5. Comprobación a rotura del tablero

Las disposiciones de RPM [13] o de EN 1993-1-5:2006 [17] para la resistencia del ala comprimida rigidizada con perfiles longitudinales siguen una filosofía parecida, obteniendo la resistencia total como la suma de tantos «pilares» comprimidos, compuestos por el rigidizador y una longitud de chapa inferior eficaz a cada lado, sometidos cada uno a su pandeo entre diafragmas transversales. La variación entre una y otra normativa es cómo se estima el ancho de chapa eficaz a cada lado del diafragma y el cálculo del coeficiente de pandeo entre diafragmas.

En RPX [14] se establecen disposiciones adicionales para un ala comprimida rigidizada con perfiles metálicos con losa de hormigón colaborante y conectada a la chapa suficientemente. En la EN 1994-2:2005 [18] no hay ninguna mención especial para este caso. El principio es el mismo, donde al área de cada «pilar» se le añade el área completa de hormigón entre rigidizadores, aplicando el coeficiente de pandeo entre diafragmas transversales a este «pilar» mixto. Este coeficiente de pandeo siempre es menor que la unidad, lo cual es muy desfavorable. En los puentes de hormigón no se considera reducción alguna en la losa de hormigón debido al pandeo de la misma, y se entiende, por tanto, que tampoco se debe tener en cuenta por tener una chapa adherida a él, siempre que la dimensión del espesor de la losa sea significativa y no despreciable. Por tanto, en el cálculo a rotura del tablero se ha seguido la metodología de RPM [13] con un coeficiente de pandeo igual a 1,0 cuando hay hormigón.

3.6. Esfuerzo rasante en la losa superior

De acuerdo a [5], la losa superior tiene un canto de 0,30 m, con aligeramientos entre nervios que disminuyen su espesor hasta los 0,15 m. Desde el punto de vista del peso es un acierto, ya que se disminuye su espesor equivalente hasta 0,21 m. Desde el punto de vista de las compresiones producidas por el esfuerzo axil de los tirantes no hay problema, ya que hay área suficiente, máxime teniendo en cuenta la calidad del hormigón $f_{ck} = 60{,}0$ MPa. Los problemas más importantes que ha tenido la losa son:

- Tracciones importantes durante el proceso de construcción: han condicionado toda la armadura longitudinal de la losa superior.
- Tracciones importantes en servicio en las zonas de las pilas: se han solucionado con armadura pasiva muy importante sobre una zona a cada lado de las pilas del vano de compensación y con pretensado en una zona de 15,0 m a cada lado de las torres.
- Problemas de esfuerzo rasante al considerar el espesor de losa 0,15 m.

En un puente atirantado, en la mayor parte del tablero los esfuerzos cortantes son pequeños, ya que no se acumulan las cargas hacia los apoyos al llevarse los tirantes la mayor parte. Sin embargo:

- En las zonas de apoyos sobre pilas o torres los esfuerzos cortantes son mucho más importantes. Esto ha obligado a macizar la sección para poder resistir los esfuerzos rasantes en la losa superior. Estas zonas han sido construidas in situ con una chapa grecada que limitaba el espesor a efectos de cortante a 0,23 m.
- Los tirantes son más tendidos en la zona del centro del vano principal, por lo que los esfuerzos cortantes son más grandes que en la zona de cuartos de la luz.

De este modo, en zona de tirantes también había problemas con la capacidad de la losa superior para resistir el esfuerzo rasante en primera aproximación. Sin embargo, en estas zonas se puede hacer una aproximación más fina. Debido a la configuración del modelo de barras (fig. 5), las cargas se aplican en la barra longitudinal central. Por tanto, toda carga que se aplique en esas barras produce cortante en el modelo hasta llegar al tirante. Sin embargo, la realidad es que gran parte de la carga va directamente por flexión transversal al tirante. Por tanto, se ha hecho un estudio especial (fig. 8) para una carga puntual y para una carga distribuida. En él se comparaba la compresión de la biela de rasante dada por la formulación normativa estándar a partir del cortante obtenido en el modelo de barras para esa carga, y las compresiones en la losa «reales» obtenidas en el modelo de elementos finitos. Como conclusión, se ha llegado a que del esfuerzo cortante obtenido en el modelo de barras, solo el 20% del de carga permanente (peso propio + carga muerta) y solo el 90% del de las sobrecargas debían ser consideradas para la obtención de la compresión de la biela de compresión del rasante en la losa superior.

3.7. Ancho eficaz

Para la consideración del ancho eficaz de la losa superior de hormigón o de la chapa inferior por deformación por cortante de las mismas se ha hecho la consideración de que el esfuerzo cortante es lo suficientemente reducido en toda la zona de tirantes como para que la deformación por cortante no dé variaciones significativas de la ley de tensiones como sección plana. Sin embargo, los cortantes en las zonas de apoyo en las pilas y torres sí son significativos. Por ello, como hipótesis de trabajo previa, en la pilas P10 y P15 extremas se ha tratado como viga apoyada con luz equivalente $L_{eq} = 55$ m. En las pilas P11 y P14 del vano de compensación y en las torres P12 y P13 se ha considerado como una viga continua con luz equivalente $L_{eq} = 75$ m. Con diversos modelos de elementos finitos [20] se ha comprobado que los resultados propuestos estaban del lado de la seguridad.

Además de estas consideraciones, la sección seleccionada, muy eficaz para la estabilidad aeroelástica, presenta un problema adicional, tal y como se observa en la figura 9. En la configuración seleccionada la longitud de las almas es muy distinta entre las interiores y las exteriores. Se ha comparado esta situación con una sección con las mismas chapas que en la anterior pero distribuyendo la longitud de las almas para que la cantidad de material fuese exactamente la misma y todas las almas tuviesen la misma longitud. Se ha comprobado que las almas de mucha mayor longitud provocan también una deformación por cortante en su plano que hace trabajar mucho menos a las almas exteriores, desperdiciando material de las alas superiores externas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

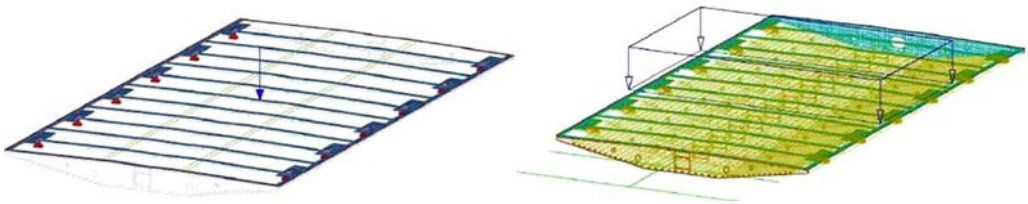


Figura 8. Esquema de modelo de elementos finitos para estudiar el esfuerzo rasante en la losa superior producido por diversas cargas, puntual y distribuida.

Este problema es muy marcado en servicio, pero absolutamente fundamental en proceso, antes de llegar a los primeros tirantes. Este hecho ha obligado a reforzar las alas superiores de las almas interiores, ya que se sobrecargan mucho respecto a la situación teórica de deformación plana de las secciones.

Por último, en la unión entre la sección mixta del puente atirantado y la sección de hormigón del viaducto de acceso Puerto Real, a 18,75 m de la pila P15, situada a 320,0 m de la torre P13 sobre el muelle de la Cabezuela, se ha estudiado detalladamente la rigidez de la sección mixta por su especial afección a los resultados en la sección de hormigón.

Para ello se han modelizado con elementos finitos 530 m de puente (fig. 10), comenzando en la torre P13 sobre el muelle. En ambos extremos los momentos flectores son nulos, por lo que no fue necesario introducir esfuerzos adicionales de contorno. El modelo estaba apoyado verticalmente en todas las pilas en los ejes de almas centrales. El tramo de hormigón se ha modelizado con elementos finitos sólidos, extruyendo la sección tipo.

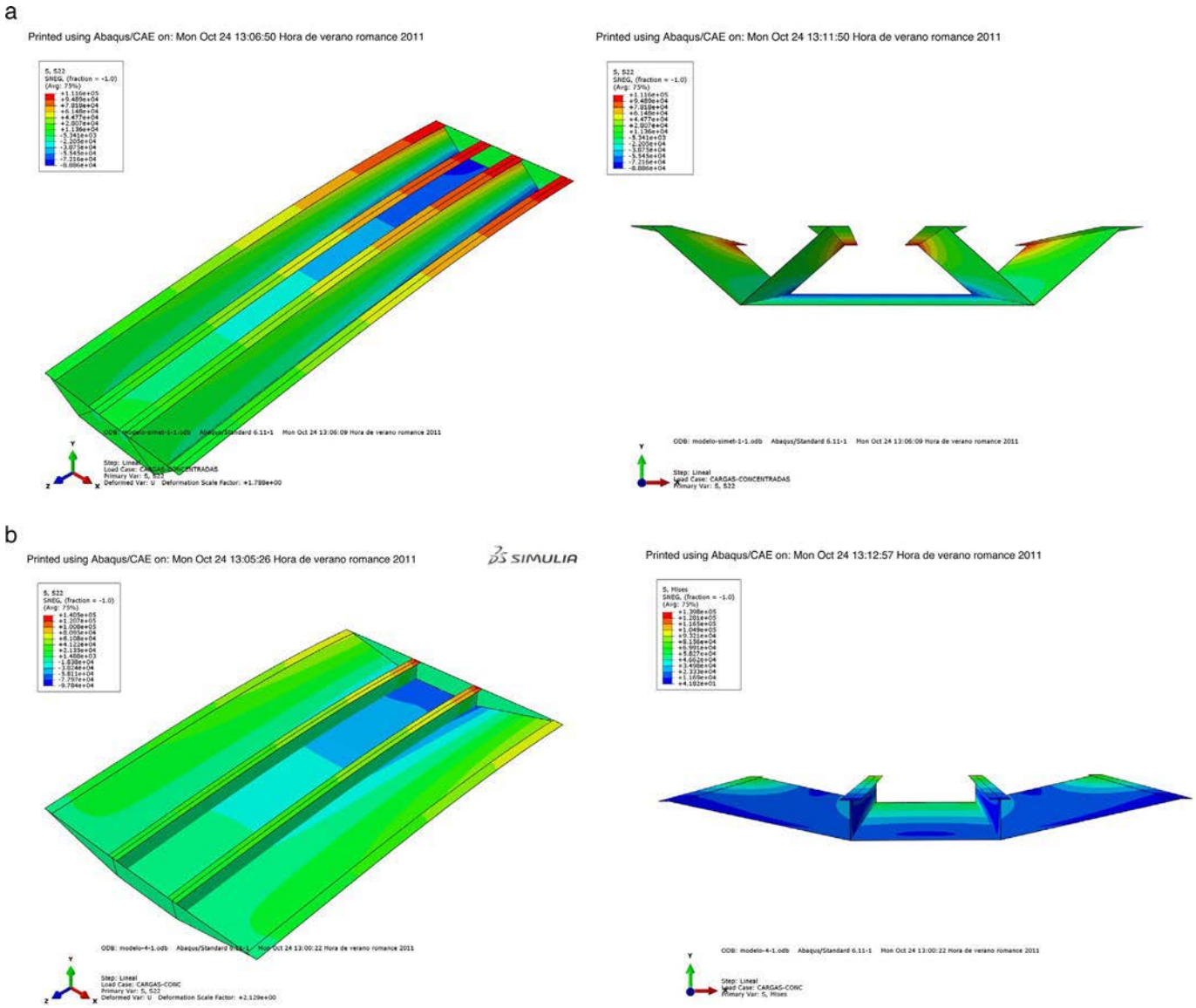


Figura 9. Ancho eficaz de las alas laterales por distinta longitud de almas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

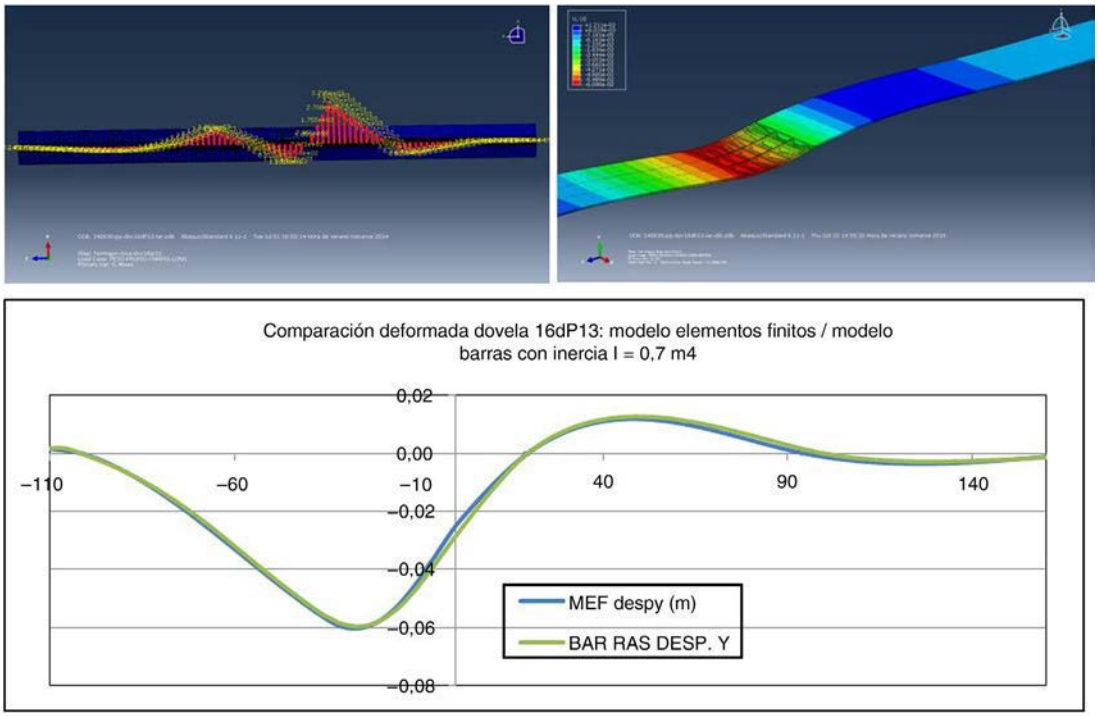


Figura 10. Análisis detallado de la rigidez en la interfase sección mixta-hormigón.

Tanto la dovela 16dp13 metálica, como el tramo mixto de la pila 13 a la dovela 15, se han modelizado con láminas. Se ha extruido la sección tipo metálica de la dovela 16d, manteniendo los espesores de chapas constantes para todo el tramo. Asimismo se han materializado todos los diafragmas transversales con los espesores de un diafragma tipo de zona sin tirantes. La losa de hormigón de la zona mixta (p13 a dovela 15d incluida) se ha modelizado a su vez con elementos lámina, conectándola a las chapas superiores con su excentricidad.

Se observa que el resultado obtenido con el modelo de elementos finitos y el modelo de barras es perfecto, tanto en momentos como en deformaciones.

4. Conclusiones

- Las acciones a considerar en el puente han sufrido importantes cambios a lo largo del proyecto y de la construcción, tanto desde el punto de vista normativo como desde el punto de vista del uso de la plataforma del puente. Esto ha obligado a un importante esfuerzo de comprobación y adecuación del cálculo a las distintas situaciones; se puede concluir que la situación actual, con la calzada para el uso del carril-bus comprobada con la normativa IAP98 [6], es más desfavorable o equivalente que cambiando al uso con las 2 vías de tranvía o el cálculo del uso actual con los modelos de tráfico LM1 o de aglomeración de personas LM4 de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9].
- Las comprobaciones estructurales del puente se han hecho principalmente siguiendo las disposiciones de las normas EHE 08 [12], RPM [13], RPX [14] y SETRA [15], completadas por las normas europeas EN 1992-2:2005 [16], EN 1993-1-5:2006 [17] y EN 1994-2:2005 [18].
- Es fundamental hacer detalladamente la definición de los materiales tanto desde el punto de vista resistente como de la durabilidad.
- Las disposiciones de la normativa son esenciales, pero se presentan muchas situaciones donde hay que interpretar el espíritu de la norma para poder aplicarla con sentido. En un puente de este tipo esto es todavía más importante.
- Los efectos no lineales durante el servicio de la estructura se han podido controlar mediante linealizaciones de las mismas, con el empleo de la matriz geométrica en las pilas y torres, módulo de Ernst tangente en los tirantes y secciones fisuradas, todo respecto a la situación de carga permanente. En las situaciones de proceso esto no ha sido posible, siendo necesario un cálculo no lineal material y geométrico completo de la torre para poder evaluar la seguridad de la estructura en todas las fases de la secuencia constructiva y un cálculo no lineal iterativo en cada fase para actualizar la matriz geométrica y el módulo de Ernst secante con la carga real en dicha fase.
- La simultaneidad entre los esfuerzos por los rozamientos de los teflones con el resto de cargas abordados como suma de los valores absolutos produce resultados muy desfavorables. Se ha hecho un cálculo no lineal iterativo para reducir dicha combinación entre un 15 y un 30%.
- Se ha estudiado en profundidad el ancho eficaz de las distintas secciones a lo largo de todo el puente. El resultado más inesperado ha sido que, a nivel normativo, el ancho eficaz de las alas de una sección transversal está dado en función de la distancia de las mismas al alma en relación con la luz del puente. Sin embargo, el ancho eficaz de secciones con varias almas depende muchísimo de la longitud de cada alma, reduciendo la eficacia de aquellas alas apoyadas en las almas de mayor

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

longitud. Esto ha afectado mucho al dimensionamiento en servicio y proceso de las chapas metálicas de las alas superiores en las zonas de las torres.

Bibliografía

[1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[2] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos avanzados de su análisis, Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Bridge over the Cádiz Bay, Spain, 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People (2014) 532–533.

[4] J. Manterola, A. Martínez, Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 1–19.

[5] A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 71–85.

[6] Ministerio de Fomento, IAP-98, «Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera», 1998.

[7] Ministerio de Fomento, NCSP-07, «Norma de construccción sismorresistente: Puentes», 2007.

[8] Ministerio de Fomento, IAP-11, «Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera», 2011.

[9] CEN, EN 1991-2:2003, «Eurocode 1: Actions on structures — Part 2: Traffic loads on bridges», 2003. 164 pp.

[10] V. Puchol, Prueba de carga dinámica del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 191–193.

[11] CEN, EN 1990:2002, «Eurocode — Basis of structural design», 2002. 116 pp.

[12] Ministerio de Fomento, EHE-08, «Instrucción de hormigón estructural», 2008.

[13] Ministerio de Fomento, RPM-05, «Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras», 1995.

[14] Ministerio de Fomento, RPX-05, «Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras», 1995.

[15] «Cable stays: Recomendations of French Interministerial Commission on Prestressing», Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 2002.

[16] CEN, EN 1992-2:2005, «Eurocode 2 — Design of concrete structures — Part 2: Concrete bridges — design and detailing rules», 2005. 95 pp.

[17] CEN, EN 1993-1-5:2006, «Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-5: Plated structural elements», 2006. 53 pp.

[18] CEN, EN 1994-2:2005, «Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 2: General rules and rules for bridges», 2005. 91 pp.

[19] AENOR, UNE-EN 10080:2006, «Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Generalidades», Comité AEN/CTN 36-Siderurgia, AENOR, 2006. 70 pp.

[20] S. Fuente, A. Martínez, J.A. Navarro, Modelización estructural avanzada en el proyecto y construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 159–172.

[21] J.A. Navarro, C. Lucas, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 111–122.

[22] AENOR, UNE-EN 1337-1:2001, «Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas generales de diseño», Comité Técnico AEN/CTN 76 Estructuras metálicas, AENOR, 2000. 37 pp.

[23] J.A. Navarro, C. Lucas, Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 143–158.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

CIN
PROTECTIVE COATINGS

Especialistas en la protección de puentes y estructuras de acero y hormigón en ambientes agresivos.

CIN VALENTINE, S.A.U.
P. I. Can Milans - Riera Seca, 1 - 08110 Montcada i Reixac - España
T +34 93 565 66 00 - customerservice.es@cin.com

Documento descargado de www.hachecm.com el 0[illegible]

METALÚRGICA DEL GUADALQUIVIR, S.L.

MEGUSA

Avda. de la Esclusa, s/n. 41011 Sevilla Telf: +34 954 45 28 00. Fax: +34 954 45 22 47
Email: tecnica@megusa.com www.megusa.com

MEGUSA HA FABRICADO DOVELAS Y CARROS DEL NUEVO PUENTE DE CÁDIZ

CON ESTA OBRA YA LLEVAMOS MÁS DE 120 PUENTES Y PASARELAS CONSTRUIDAS

OTRAS CONSTRUCCIONES REALIZADAS:

PUENTE DEL ALAMILLO (SE 91) DRAGADOS-FCC

PUENTE DE VENTAS (M 98) DRAGADOS

AUDITORIO DE TENERIFE (TF 02) NECSO

PABELLÓN FERIAL TENERIFE (TF 95) CUBIERTAS Y MZOV

RECINTOS PARA PILAS PUENTE EDIMBURGO (UK 12) FCBC

VIADUCTO DE ARCHIDONA (AVE-GR 11) DRAGADOS

PASARELAS PEATONALES EN DUPLEX (QATAR 14) FCC

VIADUCTO DE LAS PIEDRAS (AVE- MA 05) ALTEC

MUSEO DE LAS CIENCIAS (V 98) FCC-NECSO

PALACIO DE LAS ARTES (V 03) NECSO-DRAGADOS

PARASOLES DE LA ENCARNACIÓN (SE 10) SACYR

VIADUCTO DE LALÍN (AVE- C 09) FERROVIAL

DIQUE FLOTANTE MAR DEL ENOL (CA 13) FCC

PUENTE DE ESCALERITAS (Las Palmas 06) DRAGADOS

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):101–109

www.elsevierciencia.com/hya

Original

El proceso constructivo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Construction process of the 'Constitución de 1812' cable stayed Bridge over the Cadiz Bay

Conchita Lucas Serrano [a,*], Antonio Martínez Cutillas [b] y Juan Antonio Navarro González-Valerio [c]

[a] *Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, Dragados, S.A. Dirección Técnica, Madrid, España*
[b] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado SL, Madrid, España*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado SL, Madrid, España*

Recibido el 24 de noviembre de 2015; aceptado el 21 de diciembre de 2015

Resumen

El tramo atirantado del puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz se ha construido por el método de voladizos sucesivos. Las dovelas tipo tienen una longitud de 20 m, 34 m de ancho y un peso que puede llegar hasta los 4.000 kN.

El proceso constructivo ha estado condicionado por la resistencia de la torre, que debía hacer frente al desequilibrio de momentos a izquierda y derecha de la misma.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Proceso constructivo; Tablero atirantado; Voladizos sucesivos; Dovela

Abstract

Balanced cantilever method has been use to erect the cable-stayed section of the "Constitución de 1812" bridge over Cadiz Bay. Standard segments are 20 m long and 34 m width and weigh 4.000 kN.

The construction sequence has been determined by the ultimate resistance of the tower that must resist the unbalanced bending moments at both sides of the tower.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Construction sequence; Cable-stayed deck; Balanced cantilever; Segment

1. Introducción

Para la construcción del tablero atirantado del puente sobre la bahía de Cádiz se ha empleado el método de voladizos sucesivos, montando dovelas a ambos lados de las torres de forma equilibrada, de manera que los tableros se unieron en el centro del vano principal [1,2]. La magnitud máxima del voladizo sin más apoyos que la propia torre (218,5 m) y el izado de dovelas de gran magnitud (en general 20 m de longitud, 34,30 m de ancho y hasta 4.000 kN de peso) han hecho de la construcción un gran desafío.

La decisión de izar dovelas de 20 m de longitud se adoptó con el objetivo de reducir el plazo de ejecución, pues al analizar el ciclo de construcción se detectó que la tarea de más duración era la soldadura entre dovelas. Las piezas que se izaron tenían, por tanto, 2 parejas de tirantes. Para reducir el desequilibrio en cada fase se empezó el montaje con una asimetría de 10 m, lo que implicó que el tablero en ninguna de sus fases estuviera geométricamente equilibrado, pues en todo momento uno de los voladizos era mayor que el otro.

El acoplamiento entre dovelas se planteaba como uno de los problemas a resolver durante la construcción, pues los labios a

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: clucass@dragados.com (C. Lucas Serrano).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.005
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

unir, tal y como se expone en [3], tendrían deformadas transversales muy diferentes: la dovela a izar, muy flexible y con una deformada convexa, y el borde del voladizo ya ejecutado, mucho más rígido y con una deformada cóncava debido a la sustentación de los tirantes situados en los bordes del tablero. Se diseñó un útil para modificar la deformada transversal de la dovela izada y poder soldarla a la que le esperaba en altura.

2. Condicionantes del proceso constructivo

Durante la fase de voladizo puro, es decir, hasta que el tablero se apoyó en la primera pila de retenida, el proceso constructivo del tablero estuvo condicionado por la resistencia de la torre [4,5]. En el primer tramo, hasta llegar a los primeros tirantes, la limitación estuvo en la resistencia a torsión de la riostra; cuando los tirantes ya estaban colocados y el voladizo aumentó, la condición vino impuesta por la resistencia a flexocompresión de la sección más débil de la torre [6]. Una vez apoyados en las primeras pilas del vano de retenida, a 200 m de las torres, con un único voladizo máximo sin apoyos de 218,5 m, solo hubo que comprobar la resistencia de los cajones superiores de las torres donde se anclan los tirantes para evitar fisuraciones indeseables.

Para todas las fases del proceso constructivo se consideraron dos hipótesis de carga: la situación permanente o transitoria, y la accidental [6]. En la primera actuaban todos los elementos que gravitaban sobre el tablero (carro de izado, dovela izada, acopios de materiales, anclajes y tubos de tirantes, barandillas, plataformas inferiores para el montaje de tirantes y soldadura de dovelas, etc.), las sobrecargas de construcción (especialmente las asimétricas) y el viento concomitante, que era el indicado en la IAP. En la segunda situación se estudió la hipótesis accidental, en la que se consideraba la posibilidad de que durante el proceso de izado se cayera una dovela. Esta caída produciría un impacto dinámico en la estructura que generaría una acción en sentido contrario al peso, ponderada con un coeficiente de impacto de 2, como recomienda el Eurocódigo. Para esta situación se estableció un viento concomitante con la maniobra de izado, por encima del cual no era posible izar ninguna dovela. Es importante señalar que en esta hipótesis accidental, y siguiendo lo que indica la normativa al respecto, no se consideró la posibilidad de caída del carro de izado de dovelas, para lo que este se amarró al tablero con sistemas mecánicos muy redundantes.

Para conocer bien la situación de desequilibrio real en cada fase y para las dos hipótesis de carga citadas, se hizo un esfuerzo muy considerable en determinar las cargas reales actuantes. Por un lado, todas las dovelas se pesaban antes de izarse, por lo que se controlaba perfectamente el desequilibrio de peso propio. Por otro lado, con un gran trabajo conjunto entre el proyectista y la obra se concretaron las cargas que estarían en el tablero en las distintas fases constructivas. Se definieron 67 sobrecargas de construcción diferentes, todas ellas con su valor, posición y cinemática: carro de izado de dovelas, carro de soldadura, acopio de bobinas para tirantes, devanadoras, carriles para el desplazamiento del carro, camión grúa, acopios de ferralla, acopios de vainas de tirantes, etc. El proyectista, a continuación, incluyó en el modelo de cálculo todas estas sobrecargas para cada una de las etapas constructivas. De esta forma era posible conocer cuál era el momento real que solicitaba al mástil en cada fase y optimizar al máximo el proceso constructivo.

La otra variable importante en el desequilibrio de momentos era el viento. La existencia de un viento de maniobra por encima del cual no podía izarse ninguna dovela ha sido uno de los factores que más ha condicionado la construcción de este tablero. Dado que el sistema constructivo se basaba en izar piezas de hasta 4.000 kN desde el nivel del mar a una altura de 60 m, la influencia del viento es absoluta, pues por encima de determinadas velocidades la maniobra de izado no podía realizarse, bien porque la situación de cálculo no lo permitía por obtenerse coeficientes de seguridad frente a rotura de la torre insuficientes, bien porque los cables del carro adoptaban unas inclinaciones incompatibles con el funcionamiento de las unidades de izado de los mismos, bien porque el carro de izado de dovelas no podía hacer frente a una determinada velocidad de viento cuando estaba en carga, o por la propia seguridad de los operarios. Para controlar bien esta variable se dispusieron varios anemómetros sobre el tablero y en la parte superior de la torre, que permitieron tener un conocimiento continuo de las velocidades de viento reales, tal y como se expone en este número [7].

Otro condicionante, aunque mucho menor dado que el oleaje dentro de la bahía es muy pequeño, fue el mar. Gran parte de las operaciones que se realizaron son propias de una obra marítima, por lo que para realizar cualquier maniobra es imprescindible garantizar unas condiciones meteorológicas favorables, lo que supone, además de limitar el viento, asegurar una agitación marítima pequeña: controlar la altura de ola. Para ello se controlaron los parámetros suministrados por dos puntos de la red de Puertos del Estado:

1. La Boya costera de Cádiz, que pertenece a la red SIMAR y proporciona datos numéricos obtenidos a partir de la predicción de viento de la AEMET y tiene además un nodo de propagación desde aguas profundas (Boya exterior de Cádiz) por medio del sistema SAPO de las Autoridades Portuarias.
2. Punto de la red SIMAR, situado en la entrada de la bahía de Cádiz y que suministra datos numéricos a partir de la predicción de viento de la AEMET.

Con la información extraída de estos puntos se obtenía la altura de la ola y el periodo de oleaje y se determinaba si era posible transportar dovelas en pontona hasta la sombra del tablero y proceder al izado de las mismas.

Aunque todo el tablero se ejecutó por el método de voladizos sucesivos, pueden diferenciarse claramente cuatro fases en su construcción, en función de la configuración estructural:

1. Colocación de las primeras dovelas (zona sin tirantes).
2. Construcción hasta alcanzar las primeras pilas.
3. Ejecución de los vanos de retenida y la parte central del vano principal.
4. Cierres del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

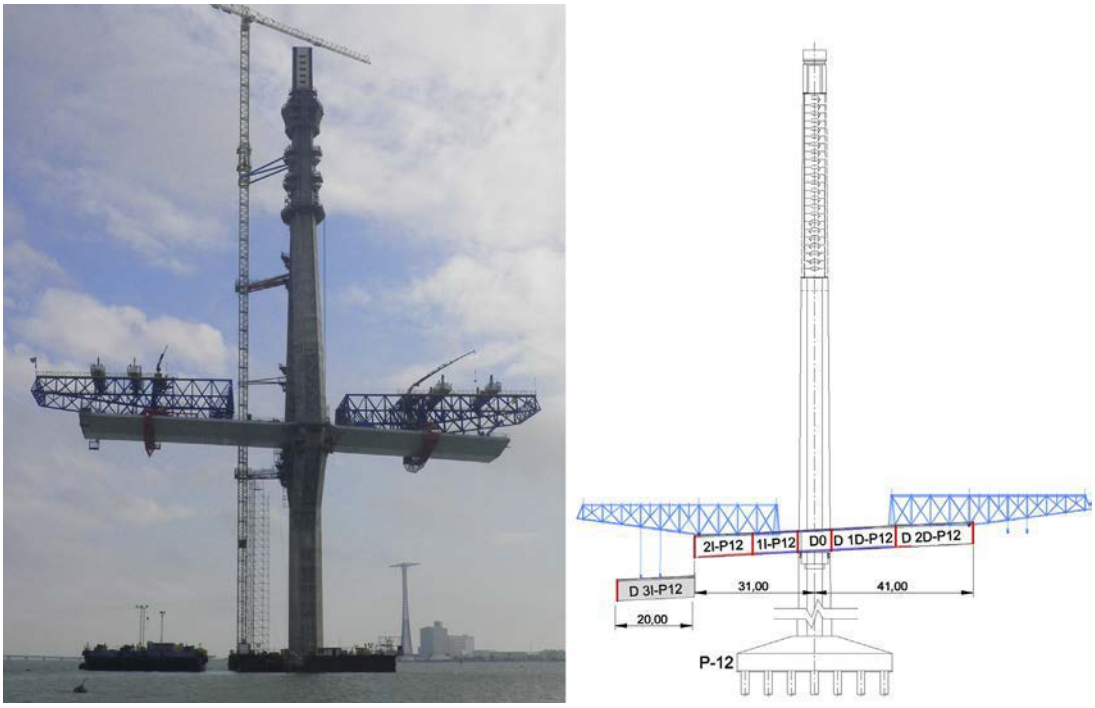


Figura 1. Fase de construcción del tablero previa a la instalación de tirantes.

3. Montaje de las primeras dovelas

La construcción del primer tramo de tablero estuvo caracterizada por la ausencia de tirantes. Son los primeros 55 m a izquierda y derecha de cada torre, y en esta fase el tablero estaba empotrado en la viga riostra mediante el apoyo en cuatro aparatos de neopreno atravesados por cables de pretensado vertical (fig. 1). Además, se construyó sin losa de hormigón, pues la estructura metálica no podía resistir el peso del hormigón trabajando en voladizo sin la ayuda de los tirantes.

Desde el punto de vista resistente, al no haber tirantes, el desequilibrio de momentos a izquierda y derecha debía ser resistido por la torsión de la viga riostra de cada torre. En estas fases, con un voladizo en el tablero de hasta 68,5 m, el momento de desequilibrio en la torre era pequeño; sin embargo, el torsor en la viga riostra era el más grande que iba a tener nunca, puesto que una vez alcanzados los primeros tirantes el tablero no se empotraba en la torre, solo se apoyaba en ella.

La primera dovela de cada una de las torres, llamada dovela 0, se colocaba sobre la viga riostra de hormigón pretensado que une los dos brazos del mástil, de 7 m de ancho, descansando en cuatro apoyos provisionales de neopreno, a través de los que posteriormente se instalaría el pretensado vertical que aseguraba el empotramiento del tablero en el mástil hasta que se colocaran los primeros tirantes (figs. 2 y 3). Para el izado de esta primera dovela, que pesaba 4.000 kN en el caso de la pila 12 y 6.500 kN en el de la 13, se recurrió a medios de elevación de singular potencia: la grúa Liebherr 11350 con capacidad para elevar 13.500 kN con un momento máximo de 227.500 kNm, en el caso de la torre de tierra (fig. 2), y la cabria Taklift 6, que puede izar 12.000 kN con un momento máximo de 165.000 kNm, para la dovela 0 de la torre situada en el mar. Para facilitar el posicionamiento de estas piezas se colocaron unas guiaderas y topes metálicos, tanto en la dovela como en la torre, que permitían llevarla hasta su posición (fig. 3).

Estas primeras dovelas debían posicionarse de forma muy precisa sobre la viga riostra, pues, por un lado, para materializar el empotramiento había que enhebrar dieciséis cables de pretensado vertical, y por otro, su posición marcaría la geometría del tablero, pues se avanzaba desde ella en voladizo hacia los dos lados. Como la maniobra de colocación de esta primera dovela con los medios de izado antes descritos no aseguraba en absoluto la precisión requerida, se recurrió a un sistema adicional de posicionamiento de precisión que «recolocaba» la dovela una vez depositada. Este sistema estaba compuesto por cuatro gatos verticales sobre los que la grúa o cabria depositaba la pieza y dos parejas más de gatos horizontales, dispuestos longitudinal y transversalmente, que permitían el posicionamiento de la dovela en planta y alzado con total precisión [8]. En esta fase la dovela 0 apoyada en los 4 gatos era perfectamente estable frente a viento u otras cargas desequilibrantes, por lo que no hizo falta ninguna sujeción adicional.

A continuación, con la dovela 0 ya perfectamente posicionada y con todos los gatos bloqueados para asegurarla, se hormigonaban las mesetas de mortero de los apoyos de neopreno provisionales y, una vez fraguado, se descendían los gatos verticales para que los neoprenos entraran en carga. Finalmente se colocaba el pretensado vertical, quedando ya la dovela perfectamente posicionada y empotrada en la riostra de las pilas.

Las siguientes tres dovelas en el caso de la torre P12 y dos en el de la P13, hasta completar unos voladizo de 21 y 31 m a cada lado, que era la longitud necesaria para instalar los dos carros de izado de cada tablero, se montaron con la ayuda de unos dispositivos de cuelgue de dovelas que permitían «colgar» la dovela

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 2. Izado de la dovela 0P13 con los neoprenos para el apoyo aprovisional.

Figura 3. Colocación de la dovela 0P12.

izada con grúa o cabria del tablero ya construido, y realizar la unión soldada sin peligro de que movimientos relativos entre las piezas a unir introdujeran tensiones inadmisibles o roturas en las soldaduras. Estos dispositivos se describen con detalle en este número [8] (fig. 4).

Con este procedimiento se llegó a los 52 m de tablero en cada pila, momento en el cual ya había suficiente longitud para colocar los dos carros de izado que se situaban en la punta de cada tablero (uno por voladizo) para subir y colocar el resto de dovelas del puente. La maniobra de izado de los carros se llevó a cabo con los mismos medios de elevación que se habían empleado en la colocación de las primeras dovelas: la ya citada Liebherr 11350 para el caso de la pila de tierra, y la cabria Taklift 6 para la pila de mar. Los carros se suspendían de cuatro

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 4. Colocación de dovela con cabria y empleando los dispositivos de cuelgue.

orejetas situadas en torno a su marco central para que el centro de izado coincidiera con el de gravedad, con un tiro lo más vertical posible. Fue necesario esperar a tener un día con viento prácticamente inexistente, pues el éxito de la maniobra dependía mucho de las condiciones meteorológicas y del estado del mar en el caso de la pila 12, pues estaba en juego la estabilidad de la cabria (fig. 5).

Debido al gran peso de los carros de avance (más de 5.000 kN, incluidas las unidades de izado y demás elementos auxiliares), el proyecto preveía colocarlos sobre el tablero antes de comenzar a hormigonar la losa superior para evitar dimensionar la conexión a rasante acero-hormigón para estas cargas tan grandes. Por tanto, una vez izados los dos carros de cada tablero, se hormigonaron 16,75 m de longitud de losa superior con el ancho completo a izquierda y derecha de cada pila. De esta forma se dotaba a la obra de una gran superficie para trabajo y acopio, importante para las tareas en altura y fundamental en el caso de la pila de mar que, además, aumentaba la capacidad resistente de las secciones de empotramiento y permitía el avance en voladizo hasta los 55 m, que es donde estaban los primeros tirantes. Esta losa llevaba un pretensado centrado para aumentar la resistencia de las secciones, pues en la situación de máximo voladizo con los carros de izado en los extremos estaban tremendamente solicitadas.

A partir de este momento ya no se izaron más dovelas con grúa, sino que eran los carros de izado los que subían y colocaban dovelas metálicas con el tablero trabajando todavía en ménsula, pues no se habían alcanzado los primeros tirantes: la dovela se colocaba bajo la sombra del tablero, con la ayuda de un vehículo multirruedas si estaba en tierra, o con una pontona en el caso de

Figura 5. Colocación de los carros de izado sobre el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 6. Dovelas situadas bajo la sombra del tablero.

estar en mar, y el carro de izado de dovelas desplegaba los cables de las cuatro unidades hasta que llegaban a la altura de la dovela, momento en el cual se amarraba esta a los balancines que venían colgados de las unidades de izado del carro, se ajustaba la regulación longitudinal del balancín si era preciso modificar la posición del centro de gravedad y se procedía a su elevación (fig. 6).

Una vez que la dovela estaba a la cota prevista, las cuatro unidades de izado del carro la posicionaban correctamente en planta, con las pendientes longitudinales y transversales establecidas. Cuando la posición estaba ya verificada y se había comprobado que las alineaciones entre chapas y los gaps de soldadura eran correctos, se procedía a instalar los llamados sistemas de acople, que constituían una unión provisional para proceder a la soldadura de dovelas sin movimientos relativos entre ellas [9].

Antes de comenzar cualquier tesado se colocaron los topes longitudinales y transversales del tablero para no introducir la carga horizontal del tesado en los empotramientos provisionales de neoprenos + pretensado. Para ello se acuñaron las ménsulas metálicas del tablero que abrazaban el mástil y que estaban diseñadas para actuar como tope longitudinal provisional y empotramiento frente al viento transversal, y se instaló el tope transversal definitivo, situado en la parte inferior de la dovela 0, que permitía con la distorsión de su neopreno el desplazamiento vertical necesario para el cambio de apoyos.

El montaje asimétrico hizo que un voladizo tuviese 51 m y el otro 58,5 m antes de instalar la primera pareja de tirantes. El incremento del peso del carro, necesario para izar dovelas tan grandes y pesadas respecto a lo previsto en el proyecto original, obligó a colocar una pareja de tirantes provisionales en uno de los lados, que se eliminaba al instalar la primera pareja de cables definitivos (fig. 7). Estos tirantes provisionales se anclaban a la misma estructura metálica prevista en la torre para los definitivos, pero en un nivel superior, mientras que en el tablero lo hacían en la parte central de la sección, donde existían almas longitudinales. De esta forma no interferían con los anclajes de los tirantes definitivos, que se situaban en los bordes del tablero.

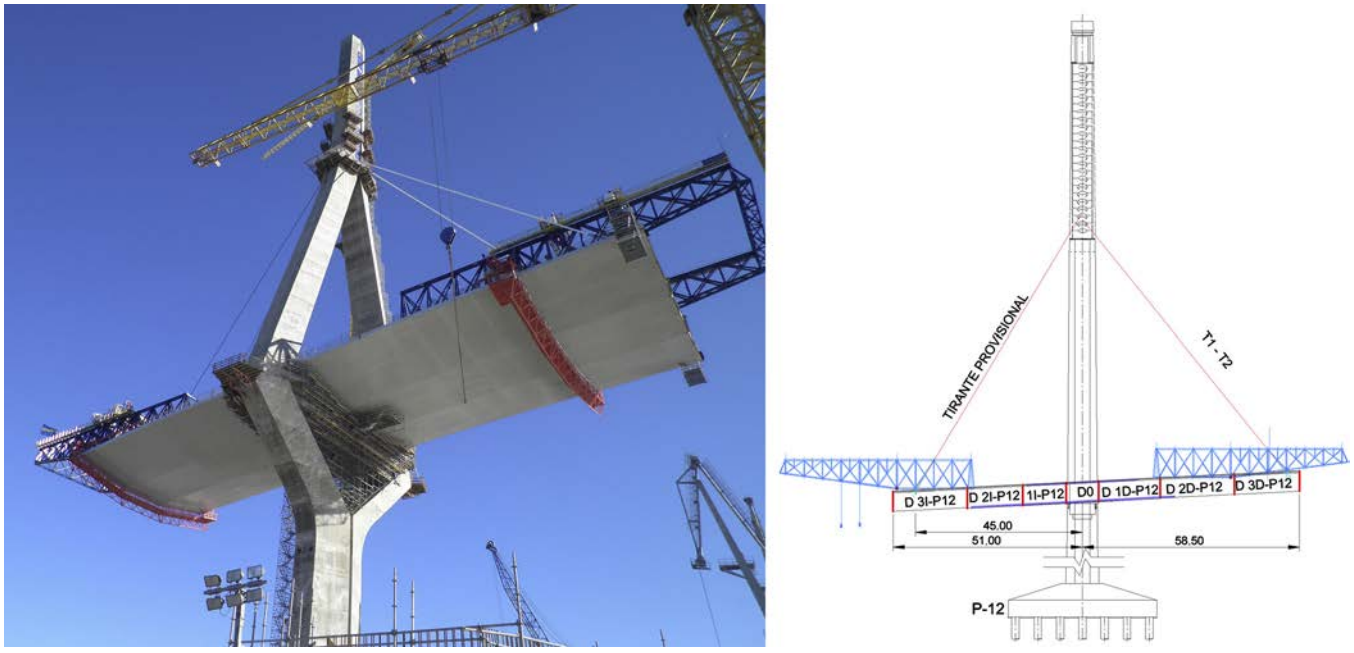


Figura 7. Tablero sustentado por los tirantes provisionales y la primera pareja de definitivos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Con las dos primeras parejas de tirantes definitivos ya instalados, el tablero no necesitaba ya el empotramiento en la riostra de la torre, por lo que se procedió a soltar el pretensado vertical que materializaba el empotramiento para dejar el tablero apoyado en sus apoyos definitivos, dos aparatos de apoyo esféricos, ambos libres, de 50.000 kN de carga vertical cada uno.

Antes de comenzar la maniobra de sustitución de apoyos se colocaron debidamente nivelados los aparatos de apoyo definitivos (esféricos) en la parte inferior de la dovela. Para ello, y dado que debían ser sustituibles, se atornillaron estos a las cuñas de nivelación que se habían dejado soldadas en la dovela. Para finalizar esta primera fase de la construcción del tablero atirantado, se hormigonó el resto de la losa superior.

4. Construcción del tablero hasta las primeras pilas

A partir del momento en que las primeras parejas de tirantes estuvieron instaladas, con la losa superior hormigonada en todo el tablero ejecutado, comenzó la segunda fase en la construcción del tablero atirantado, que era la crítica, pues aunque la configuración estructural era similar a la de la fase anterior, los voladizos alcanzados en esta etapa hacían que las situaciones estuvieran más cerca del límite. Como ya se ha dicho, antes de apoyarse en la primera de las pilas de retenida el tablero se comportaba como un balancín, siendo crucial controlar el desequilibrio de cargas a izquierda y derecha de la torre, pues la seguridad de la estructura dependía de que no se sobrepasara la resistencia de la sección más débil del mástil.

En esta fase de construcción se izaron las dovelas tipo, de 20 m de longitud y ancho completo de 34,3 m. La idea original era izar todas las dovelas con unas franjas laterales de hormigón de 6,15 m de ancho ya ejecutadas para reducir el hormigonado en altura previo a la instalación de los tirantes, pues se estimó que este era el ancho necesario para transmitir la carga horizontal de compresión de los mismos. Longitudinalmente se dejaba una junta de 1,5 m de ancho medio, que se hormigonaba una vez estuviera soldada la dovela para dar continuidad al hormigón con la losa de la dovela anterior (fig. 8). Sin embargo, a medida que fue aumentando la longitud del voladizo construido, no fue posible subir las dovelas con estas franjas hormigonadas por el incremento de peso que suponía. Se izaron entonces sin hormigón, y la franja lateral se hormigonaba completa en altura.

El ciclo tipo que se estableció para la colocación de las dovelas en esta fase fue el siguiente:

1. Izado de dovela con el carro.
2. Acople de dovela, comprobando que la alineación de chapas y gaps de soldadura eran correctos.
3. Soldadura parcial de la dovela (fig. 9): almas cuando estas existían, cajoncito situado en los extremos de la sección y 7 m de las almas inclinadas.

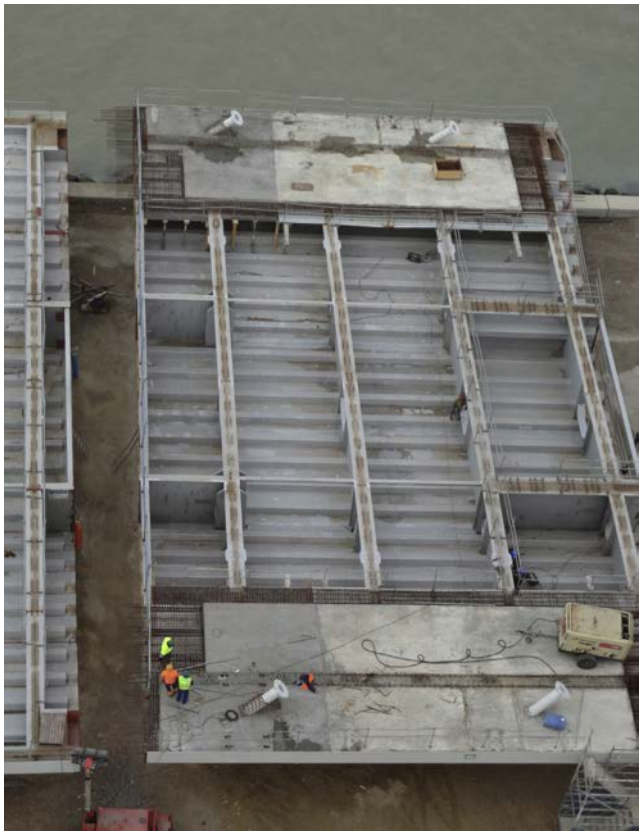


Figura 8. Dovela en campa con las franjas laterales hormigonadas.

4. Hormigonado de franjas o juntas laterales.
5. Terminación de la soldadura.
6. Cuando el hormigón alcanzaba los 40 Mpa de resistencia característica, se procedía a instalar los tirantes delanteros.
7. Izado y colocación de losas prefabricadas.
8. Hormigonado de juntas entre losas y avance del carro de izado de dovelas.
9. Tesado de pareja de tirantes traseros.

La duración del ciclo era de 18 días, lo que permitía izar cuatro dovelas al mes (dos en cada torre), pues hay que señalar que por motivos de seguridad no podían hacerse izados simultáneos en un mismo tablero, sino que había que esperar a tener una dovela izada, en cota, y con las unidades de izado bloqueadas trabajando en mecánico, para poder proceder al izado de la siguiente dovela del voladizo contrario.

Las losas prefabricadas se izaban y colocaban con el carro de izado de dovelas, que se había diseñado de origen para esa actividad, pues aunque el brazo era muy superior, como la carga izada era claramente inferior a la de una dovela, no implicó un sobrecoste en el dimensionamiento. Las 16 losas que se colocaban en cada dovela se ordenaban por filas y se apilaban en un paquete

Figura 9. Soldadura parcial para poder proceder al hormigonado de las juntas de hormigón (en negro).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 10. Izado del paquete de losas prefabricadas.

en el suelo, que se llevaba bajo la sombra del tablero, con multirruedas o pontona según el caso, para que el carro de izado de dovelas, provisto con un balancín especial, las subiera (fig. 10).

El paquete de losas prefabricadas se depositaba sobre el extremo del voladizo, en un bastidor metálico especialmente diseñado para ello (fig. 11), y a continuación el carro iba cogiendo las piezas y las coloca en su sitio. Una vez que todas las piezas estaban colocadas, se procedía al hormigonado de las juntas entre losas.

Esta fase del proceso concluyó cuando los tableros ejecutados desde las torres 12 y 13 alcanzaron las pilas 11 y 14, respectivamente. Como se describe con detalle en este número [10], se izaron unas dovelas de 4,0 m de longitud sobre cada pila, contra las cuales se bloqueaba el tablero metálico que avanzaba en voladizo.

5. Ejecución de los vanos de retenida y parte central del vano principal

En esta fase del proceso constructivo cada tablero estaba apoyado en dos pilas (el mástil y la de retenida), por lo que dejó de comportarse como un balancín y los problemas relacionados con el desequilibrio de cargas a izquierda y derecha desaparecieron. Durante esta fase, no obstante, la construcción de los dos voladizos se hizo acompasada, pues el mástil no podía hacer frente a un desfase de tirantes superior a uno (fig. 12).

Las dovelas izadas en esta fase llevaban las franjas laterales de hormigón ejecutadas, pues el problema del desequilibrio de cargas en el izado de una nueva dovela había desaparecido. El ciclo constructivo era el mismo que en la etapa anterior.

No obstante, y para los izados del vano principal, que producían cargas de tracción en la pila de retenida, el proyecto contemplaba la colocación de un lastre que contrarrestara esta acción ascendente. La materialización de este contrapeso consistió en rellenar la parte central del tablero con hormigón en una longitud de 20 m, 10 m a cada lado de la pila de retenida.

Esta fase llegó hasta que se completó el vano central con voladizos de 269,75 m desde cada torre. En ese momento los vanos extremos del tablero, de 120 m de longitud, estaban ejecutados hasta una longitud de unos 70 m y solo faltaba por izar la última dovela de cada lado, singular por su longitud y por su configuración, pues no estaba sustentada por tirantes. Se decidió, entonces, abordar el cierre del centro de vano en primer lugar, luego completar el tablero hacia Cádiz con la colocación de la dovela 16IP12, de 50 m de longitud y algo más de 10.000 kN de peso, y finalmente ejecutar la conexión con el viaducto de hormigón, que se producía con continuidad estructural (sin juntas de dilatación).

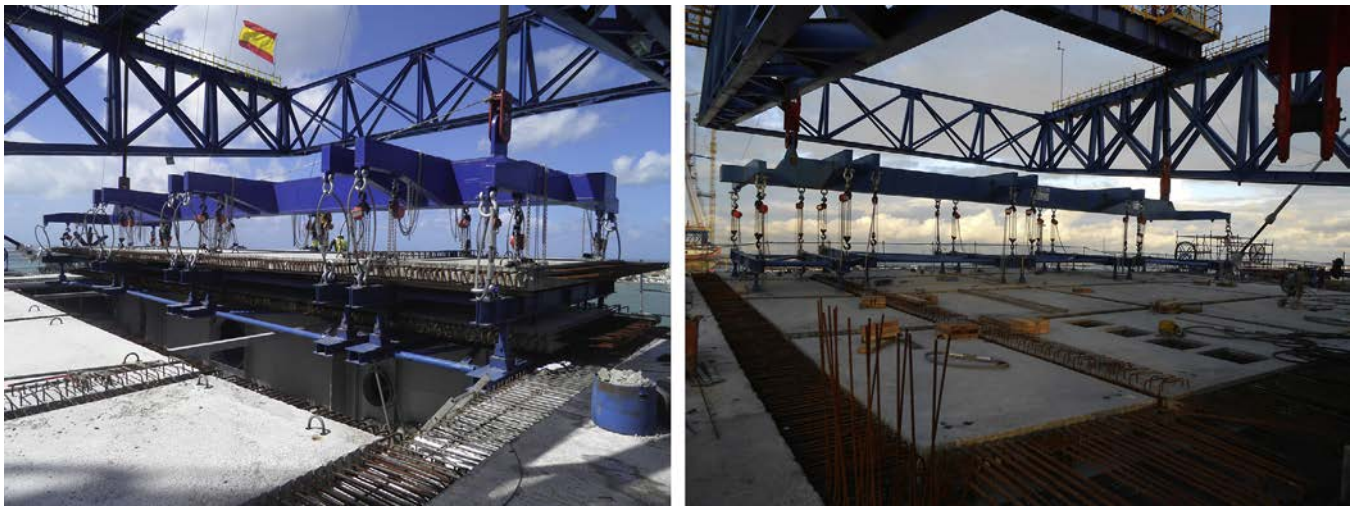


Figura 11. Colocación de las losas sobre el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 12. Fase constructiva con el tablero ya apoyado en las primeras pilas de retenida.

Estas tres maniobras se describen con más detalle en este número [10].

Bibliografía

[1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona 2011, p. 723-724.

[2] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Bridge over the Cádiz Bay, Spain, 37th IABSE Symposium, Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People, p. 532-533.

[3] C. Lucas Serrano, J. de los Ríos de Francisco, J.L. Martínez Martínez, G. Farkas, Corrección de la deformación de las seciones en el izado de las dovelas del Puente Bahía de Cádiz, en: Congreso ACHE, Barcelona, 2011, pp. 193–194.

[4] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos avanzados de su análisis. Congreso ACHE, Madrid 2014, p. 283-284.

[5] A. Martínez Cutillas, Proyecto y descripción del tramo atirantado del Puente sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 49–60.

[6] J.A. Navarro, C. Lucas, Cálculo del proceso constructivo del tramo a atirantado del Puente sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 111–122.

[7] J.M. Terrés Nicoli, Control de los parámetros climáticos en la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 255–260.

[8] J.L. Castro Rubal, J. de los Ríos de Francisco, J. Arroyo Márquez, J.L. Salamanca García, Medios auxiliares empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 173–183.

[9] C. Lucas Serrano, J.A. Navarro González-Valerio, Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 143–158.

[10] C. Lucas Serrano, L. Peset González, J. de los Ríos de Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 123–142.

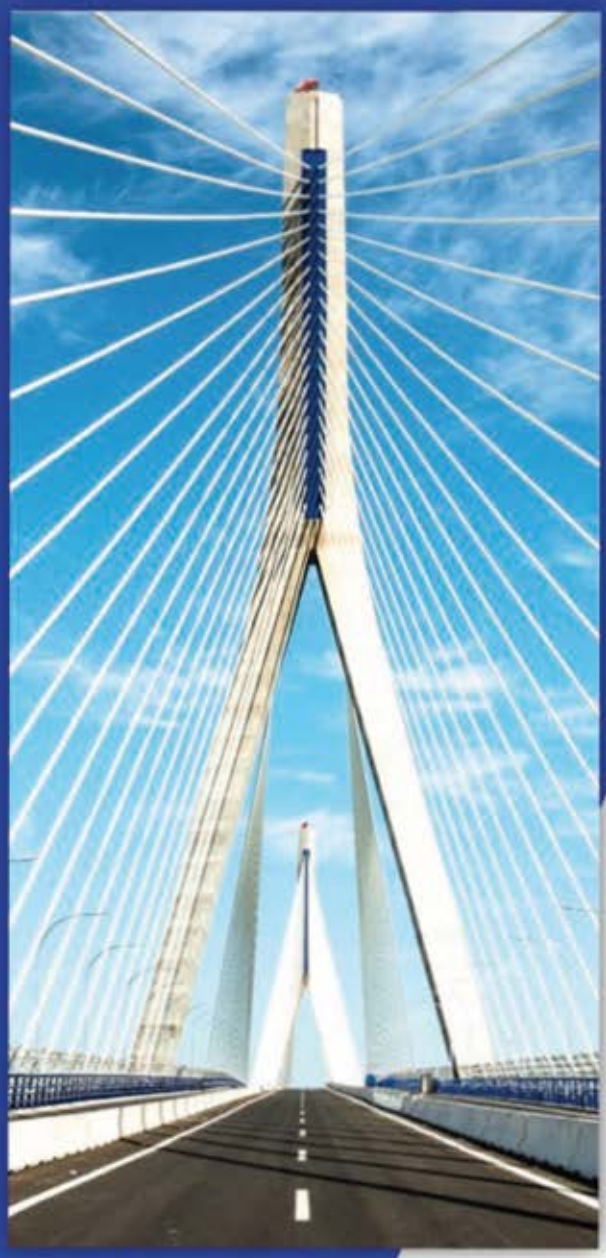
Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

INGENIERÍA ESTRUCTURAL AVANZADA

EXPERIENCIA Y COMPROMISO CON LA CALIDAD

ACL

DISEÑO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS



Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.
Asesoría especializada al Ministerio de Fomento

Viaducto de Santa Ana sobre la LAV Córdoba-Málaga
Proyecto y Asistencia

Pasarela atirantada de Nerja sobre la N-340 (Málaga)
Proyecto y Asistencia

Puente atirantado sobre la Rambla de Albox (Almería)
Proyecto y Asistencia

Puente arco de Ibn-Firnas sobre el Guadalquivir (Córdoba)
Asistencia técnica en la ejecución

www.acl-estructuras.com
e-mail: acl@acl-estructuras.com
c/ Columela nº15. 2ª Planta
11002 Cádiz

☎ 956 22 27 63
Fax: 956 21 01 06

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):111–122

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Detailed analysis and control of the construction process of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Juan Antonio Navarro González-Valerio [a,*] y Conchita Lucas Serrano [b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España*
[b] *Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Dragados, S.A., Madrid, España*

Recibido el 26 de noviembre de 2015; aceptado el 21 de marzo de 2016
Disponible en Internet el 24 de junio de 2016

Resumen

La construcción del puente por voladizos cuasi-simétricos con longitud máxima del voladizo sin más apoyos que la propia torre de 218,5 m, y el izado de dovelas de gran magnitud, en general de longitud 20 m, 34,30 m de ancho y hasta 4.000 kN de peso, estableciendo el proceso constructivo definitivo cuando parte de las torres ya estaban hechas, han hecho del cálculo y control de la construcción un gran desafío.

Ha requerido un análisis detallado de las 1.275 fases del proceso de construcción, con cálculos no lineales geométricos y materiales, comprobando todos los aspectos del tablero, torre y tirantes incluyendo acciones accidentales como la caída de dovela, controlando exhaustivamente todas las cargas presentes en el tablero y los cambios en la secuencia constructiva.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Cálculo no lineal; Control detallado; Proceso constructivo; Tablero atirantado; Voladizos sucesivos

Abstract

The erection of the bridge with an almost symmetrical balanced cantilever, with a maximum length of 218.5 m, with no additional supports apart from the tower itself, and the erection of the truly massive segment of about 20.0 m long, 34.30 m wide, and up to 4,000 kN in weight, establishing the construction sequence when part of the towers were already erected, have made the calculation and control of the construction a significant challenge.

It has required a detailed analysis of the 1275 construction stages using non-linear geometric and material calculations, checking all the cable stays, tower and deck elements, including accidental actions, such as fallen segments, exhaustively controlling all loads on the deck and changes in the construction sequence.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Non-linear analysis; Detailed control; Construction sequence; Cable-stayed deck; Balanced cantilever

1. Antecedentes

El diseño del proceso de construcción para el proyecto de licitación del puente consideró un izado de dovelas de 10,0 m de longitud en sección metálica. En esas condiciones, el proceso constructivo no era dependiente de la resistencia de las torres, por lo que no se planteó ningún elemento adicional para aumentar la resistencia de estas, como cables inferiores provisionales. Tampoco se realizó un armado ajustado a las necesidades del proceso, ya que los requerimientos de armado durante el servicio de la estructura eran mayores. Lo primero hubiese sido un armado constante, puesto que el momento de desequilibrio a lo largo del

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: janavarro@cfcsl.com (J.A. Navarro González-Valerio).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.03.006
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

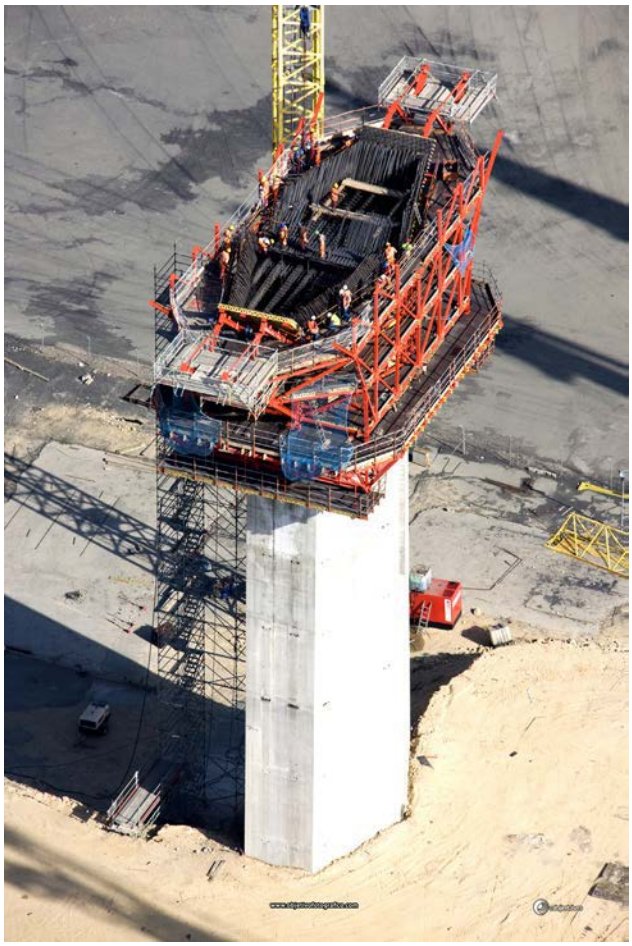


Figura 1. Fuste de la torre P13 ya construido al cambiar el proceso constructivo.

fuste es casi constante en el proceso. Lo segundo es un armado que aumenta hasta alcanzar su máximo en la cimentación, con una ley de momentos triangular (fig. 1).

Con esa configuración del proceso se empezaron a construir las 2 torres. Sin embargo, la UTE Puente de Cádiz (Dragados-Drace) planteó un cambio de proceso constructivo de cara a acelerar y mejorar la construcción. Para minimizar el número de operaciones de izado y soldadura de dovelas en altura, planteó izar dovelas de 20,0 m incluyendo la losa de hormigón. Como consecuencia de este hecho:

- La sección pésima de la torre pasó a ser la superior del fuste único, donde se abre en 2 patas para el paso del tablero. De ahí hacia abajo ya había armadura suficiente para hacer frente a los desequilibrios existentes durante la construcción.
- No se podía añadir de manera sencilla una ayuda adicional al fuste inferior de la torre, en forma de cable inferior para estabilizarla.

Por tanto, hubo que adecuar todo el proceso de construcción a la resistencia de las torres, tomando las siguientes decisiones:

- Para el resto de la torre P13 del muelle se aumentó la armadura lo suficiente para que la sección de control fuese la superior del fuste inferior.
- Se puso la misma armadura en la torre P12 de la bahía, de manera que el proceso finalmente encontrado para la P13 fuese válido igualmente para la P12.
- Se limitó el izado de hormigón con las dovelas a 2 franjas laterales que permitían acelerar el ciclo al tesar la primera pareja de tirantes hormigonando simplemente una junta pequeña entre dovelas con hormigón de alta resistencia y fraguado rápido.
- Se cambió la secuencia de dovelas para limitar el máximo desequilibrio de tablero entre uno y otro voladizo a 10,0 m.

Con estas decisiones se pasó a comprobar todos los estados límites últimos (ELU) y los estados límites de servicio (ELS) del proceso constructivo, en un proceso iterativo con la Dirección Técnica de Dragados donde se comprobaba qué se podía hacer y qué no, buscando la optimización del ciclo constructivo, siempre condicionado por las comprobaciones sobre tablero, torre y tirantes. Además y paralelamente, se establecieron los mecanismos de control necesarios para poder llevarlo a cabo con total garantía de seguridad y finalización. Como consecuencia de todas estas decisiones, las particularidades de este proyecto que más relevancia tuvieron de cara al cálculo fueron [1–5]:

- Izado de dovelas de 34,30 m × 20,0 m, con pesos de hasta 4.000 kN.
- Que el desequilibrio máximo entre voladizos fuese de 10,0 m con izado de dovelas de 20,0 m implicó que la torre nunca estuviese equilibrada, ya que en cualquier configuración durante el proceso había un desequilibrio de 10,0 m como mínimo.
- Voladizo del tablero máximo de 218,5 m hacia el vano principal y 198,0 m hacia el vano de compensación sin apoyos ni ayudas adicionales provisionales durante la construcción.
- Sección de cálculo mixta, con hormigón en la losa superior.
- Un total de 1.275 fases del proceso de construcción del tramo atirantado.

2. Control de la construcción

Debido a todo lo planteado en el apartado anterior y en [6], fue absolutamente fundamental un control riguroso y exhaustivo de todo el proceso constructivo, comprobando los ELU y ELS de todos los elementos de la estructura en todas las fases, ya que debido al proceso seleccionado estuvieron al límite de su capacidad durante la construcción, siempre cumpliendo los límites normativos. Para ello, se utilizaron continuas tomas de datos topográficos en toda la construcción tanto en torre como en tablero y mediciones también continuas mediante instrumentación como clinómetros, células de carga, bandas extensométricas, termómetros dentro y fuera de los materiales, anemómetros, acelerómetros, etc. [7].

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 1
Ciclo constructivo desde el punto de vista del cálculo: ejemplo dovela 13-i torre P13 sobre el muelle

Fase	Descripción
1174	Izado dovela (lateral: con hormigón) + balancín regulación
1175	Colocación dovela
1176	Mov. 1: encofrado juntas + carro soldadura (3,5 m) + plataforma tirantes + bastidor losas + acopio vaina
1185	Hormigonado junta lateral
1186	Peso propio tirantes delanteros
1187	Tesado tirante delantero izquierda
1188	Tesado tirante delantero derecha
1189	Retrasar plataforma de tirantes (1)
1190	Retesado tirante delantero izquierda dovela anterior
1191	Retesado tirante delantero derecha dovela anterior
1192	Retrasar plataforma de tirantes (2)
1193	Retesado tirante trasero izquierda dovela anterior
1194	Retesado tirante trasero derecha dovela anterior
1195	Adelantar plataforma de tirantes (1)
1196	Adelantar plataforma de tirantes (2)
1201	Quitar balancín regulación
1202	Izado losas + balancín losas
1203	Colocación losas + hormigonado juntas
1216	Quitar barandilla + mov. enanos y viga carril
1217	Peso propio tirantes traseros
1218	Tesado tirante trasero izquierda
1219	Tesado tirante trasero derecha
1220	Mov. 2: carro + trolley + retenida + carro soldadura (16,5 m) + pórtico fuerzas extr. dov. + mov. otras sob.
1221	Quitar balancín losas

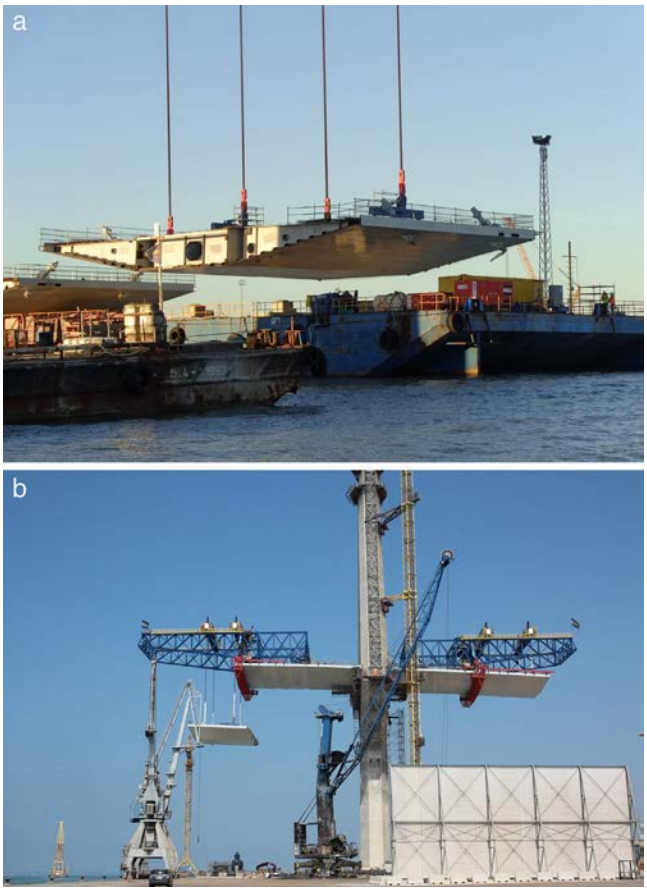


Figura 2. Izado y colocación de dovela.

2.1. Control de la secuencia constructiva

Lo primero que se estableció fue el ciclo constructivo [5] de cada voladizo de una torre, con independencia del ciclo constructivo del voladizo contrario de la misma torre. Como se comentará luego, esta secuencia constructiva era inalterable, de manera que no se podía cambiar de ninguna manera el orden de fases, puesto que de otro modo no se cumplían las exigencias ELU y ELS del tablero y/o tirantes (apartados 4.3 y 4.5). En la tabla 1 están las 24 fases de un ciclo constructivo de un voladizo del tablero desde el punto de vista de cálculo.

- La fase de izado (fig. 2a) correspondía al peso de la dovela exclusivamente, colocada 0,50 m alejada de su posición final, introducido a través de las patas del carro. En caso de caída de dovela y considerando un coeficiente de impacto $\phi = 2$ (apartado 4.1), esta fase se restaba directamente en vez de sumarla al estado acumulado de todas las fases anteriores.
- En la fase de colocación (fig. 2b) se introducía el peso de la dovela en su posición definitiva, junto con un estado de cargas autoequilibrado para representar la cogida de la dovela por el carro; se introducían por un lado 3 cargas verticales sobre la dovela correspondientes a los cables de cogida, y por otro el efecto de dicha cogida en las patas del carro. Esta era la fase utilizada [6] para establecer el posicionamiento teórico de la dovela durante el control geométrico de cada izado.
- Después de la colocación, se avanzaba el carro de soldadura 3,50 m a su posición bajo la junta, se procedía a realizar la soldadura completa de la dovela izada (esta fase no producía ninguna acción en el modelo de cálculo) y se hormigonaba la junta del hormigón de las franjas laterales. A veces incluso se procedió al hormigonado de dichas juntas con una soldadura parcial. A continuación se soltaba la dovela del carro, eliminando entonces las cargas autoequilibradas que simulaban la cogida de la dovela.
- Después del tesado de los tirantes delanteros se retesaban, en caso de ser necesario, las 2 parejas de tirantes de la dovela anterior.
- Se izaban las losas, con el mismo criterio que la fase de cálculo del izado de la dovela, incluyendo la posibilidad de caída del paquete.
- Se colocaban en su sitio y se hormigonaban las juntas, tesando la pareja trasera de tirantes y avanzando 20,0 m el carro de izado y 16,5 m el carro de soldadura.

A continuación, a partir de las indicaciones de la UTE Puente de Cádiz, se estableció una alternancia entre las fases de un voladizo y del contrario, cumpliendo todos los requisitos de ELS y ELU. Sin embargo, durante la construcción y de cara a optimizar el tiempo de ejecución, se plantearon continuamente cambios en el orden de ejecución de la secuencia entre uno y otro lado del voladizo del tablero cumpliendo siempre las siguientes premisas:

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 2
Resumen de sobrecargas en el tablero

N.°	Tipo	Descripción	Carga (kN)
1	Acopios fijos	Sobrecargas tirantes (71,4 kN/m^2)	490,3
2		Acopio armaduras (33,0 kN/m^2)	233,1
3		Auxiliares vainas tirantes	44,1
4	Acopios móviles con	Bobinas (variable)	400,0
5	carro	8 desbobinadoras + 2 bombas hidráulicas	32,3
6		Sobrecarga de hormigonado	98,1
7		Camión grúa	245,3
8		Útiles para enfilado	35,3
9		Sobrecargas tirantes antes de primer tirante	27,5
10-11	Carro	Carro estructura fija	4189,4
12		Skid shoes carro	100,1
13-14		Trolley trasero	382,6
15-16		Trolley delantero	382,6
17-18		Apoyo carro lateral (juego 1 y 2)	162,5
19-26		Viga carril tramo 1 al 4	426,4
27-39		Enano viga carril 1 al 13	127,5
40-41		Enano metálico + supl. almas centrales tipo 1 + 2	49,1
42		Jaulas	3,9
43	Carro soldadura	Carro soldadura	184,4
44		Carril carro soldadura	153,2
45	Otros	Pórtico aplicación fuerzas para soldado junta	61,6
46-47		Cestos de tirantes (juego 1 y 2)	102,0
48		Bastidores apoyo losas	100,0
49	Encofrados	Junta franjas laterales de hormigón	20,5
50		Junta long. franjas laterales con losas centrales	11,8
51		Zona central inicio dovela	13,2
52	Izados con	Barandillas 2,0 kN/m long.	8,0
53	dovela/losas	Barandillas 2,0 kN/m bordean franjas laterales	8,0
54		Barandillas 2,0 kN/m frontal dov. (juego 1 al 3)	20,6
57-58		Balancín regulación izado dovela	142,2
59-60		Balancín izado losas	248,2
61		Equipos auxiliar y de soldadura	58,9
62		Barrera New-Jersey	20,0
63-65	Autoequilibradas	R1-R3-> reacciones cables carro sobre dovela	var
66-67	carro	R4-R5-> reacciones peso dovela en patas carro	var

- Cualquier cambio en el orden de cualquiera de las 1.275 fases requirió la elaboración del correspondiente informe y autorización por parte del proyectista.
- No se podía cambiar el orden de ejecución de fases dentro de un mismo voladizo.
- Para dicha autorización fue necesario calcular los momentos de desequilibrio en la torre producidos en esa nueva secuencia, teniendo también en cuenta la configuración de las sobrecargas de construcción.
- En concreto, la fase que alteraba más el momento de desequilibrio de la torre era el izado de las losas prefabricadas en una lado antes o después del izado de una dovela en el lado contrario; al mismo tiempo era el cambio más solicitado por la UTE, ya que permitía avanzar mucho en la ejecución de un lado del voladizo.

2.2. *Control de pesos*

Parte esencial en dicho control del proceso fue la gestión de pesos añadidos a la estructura, fueran sobrecargas provisionales de construcción o los pesos estructurales definitivos.

2.2.1. *Sobrecargas de construcción*

El control de las sobrecargas de construcción tuvo una gran importancia. En primer lugar porque su magnitud era superior a las sobrecargas que actuarán cuando el puente esté ya en servicio y, en segundo lugar, porque alteraban la deformación del tablero de forma muy significativa. Se hizo un esfuerzo muy considerable para concretar con la mayor precisión posible las cargas que estarían en el tablero en las distintas fases constructivas. Se definieron 67 sobrecargas de construcción diferentes, todas ellas con su valor, posición y cinemática: carro de izado de dovelas, carro de soldadura, acopio de bobinas para tirantes, devanadoras, carriles para el desplazamiento del carro, camión grúa, acopios de ferralla, acopios de vainas de tirantes [8], etc., y se incluyeron todas ellas en el modelo de cálculo (tabla 2). Es importante remarcar que no solo se buscaba tener las cargas equivalentes desde el punto de vista de esfuerzos máximos, sino también introducirlas en el modelo de la manera más adecuada para reproducir la deformada del puente en todo instante. Como muestra de lo indicado:

- El valor de las sobrecargas en los 40,0 m delanteros del tablero ejecutado era alrededor de 7.500 kN, valor enorme que ha

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

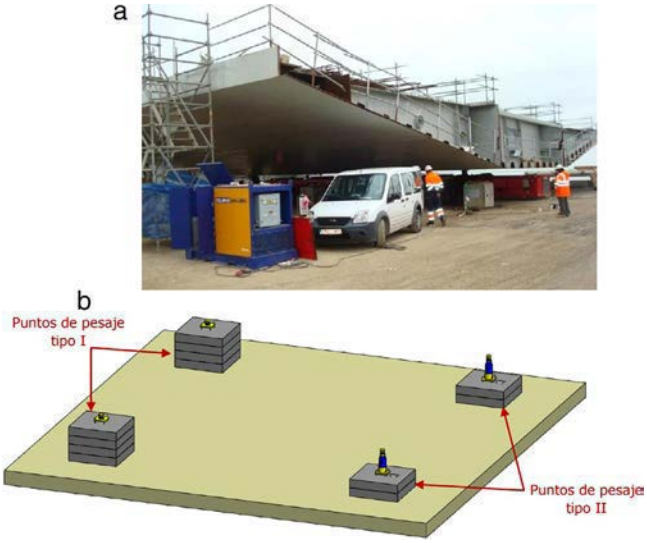


Figura 3. Estación de pesaje de dovelas.

condicionado desde el punto de vista del ELU y/o del ELS muchísimas decisiones.

- Para tener la deformada exacta en cada situación, las cargas que colgaban del carro se han introducido como un par de fuerzas en la pata delantera y trasera del carro (sobrecargas 10-11, 13-16, 57-60).
- Las sobrecargas 63-67 eran las cargas autoequilibradas que representaban la cogida de la dovela.

2.2.2. Peso propio

Respecto al peso de cada dovela, y dada la influencia tan determinante que este valor tenía en la flecha en punta del voladizo y en las cargas de los tirantes, tras varias mediciones de contraste se decidió pesar cada dovela antes de proceder al izado. Para ello se construyó una «estación de pesaje» compuesta por 4 puntos formando un cuadrado de 10 m de lado, iguales 2 a 2, con capacidad de 1.500 kN cada uno, ya que el peso estimado de la dovela más pesada era de 4.000 kN. Cada uno de estos puntos estaba dotado de una célula de carga, y en 2 de los 4 (puntos de pesaje tipo II según la fig. 3) hay gatos hidráulicos conectados entre sí a un mismo circuito, de forma que se asegura el apoyo en 3 puntos, pues los apoyos en gatos funcionan como uno solo. Con este sistema de pesaje se obtenía también la posición del centro de gravedad, valor este muy importante para fijar la posición del balancín de regulación y subir la dovela equilibrada y con la pendiente apropiada.

En las dovelas tipo el peso de las losas prefabricadas estaba en torno de los 2.000 kN. Sin embargo, para precisar bien este valor, dada la influencia tan importante que tenía en los esfuerzos y deformaciones del tablero, se calculó de forma analítica la densidad real de cada losa, descontando del peso del hormigón el volumen ocupado por las armaduras y añadiendo el peso de estas. El valor de la densidad obtenido dependía del armado de la losa, pero en las zonas más densamente armadas se alcanzaron los 28 kN/m^3. Adicionalmente, se comprobó el peso de las losas prefabricadas pesándolas en una báscula.

3. Modelo de cálculo para el proceso

El modelo de cálculo para cada una de las 1.275 fases del proceso constructivo [5] considera el esquema estructural adecuado a cada situación, incluyendo también la configuración evolutiva de los apoyos en cada fase. En este caso fue necesario un modelo no lineal iterativo para mejorar la precisión de los resultados al tener en cuenta que las variaciones en porcentaje de las cargas axiles de los elementos estructurales y tirantes es mucho mayor, considerando por tanto:

- La matriz geométrica «exacta» en pilas y torres en cada fase para considerar la no linealidad geométrica.
- El módulo de Ernst secante en los tirantes a partir de la carga real de cada fase.
- La inercia fisurada, esto es, incluyendo la sección metálica + armadura pasiva en las fases correspondientes.

En este modelo, de acuerdo con el apartado 2, se han incluido:

- Los pesos estructurales definitivos de manera detallada en valor y posición, con introducción en varias fases del hormigón de la losa superior, cada una con su densidad correspondiente.
- Las cargas metálicas izadas provisionalmente, que se eliminan tras varias fases, una vez alejado el extremo del voladizo del tablero respecto la dovela en cuestión.
- La posición y el valor de cada una de las 67 sobrecargas de construcción.

4. Cálculo detallado de los estados límites últimos

4.1. Bases de cálculo

Aparte de las bases de cálculo generales [9], ha habido 2 aspectos fundamentales a considerar. El primero fue la ausencia de coeficientes de seguridad para el desequilibrio de pesos (0,90/1,10) durante el proceso. Tal y como se ha detallado en [6], el sistema era extremadamente flexible, y el control del proceso y de las cargas fue exhaustivo (apartado 2). Para tener un orden de magnitud, introducir un coeficiente de 1,10 en el voladizo del vano principal y 0,90 en el vano lateral antes de llegar a la pila desplazaría la punta del voladizo de 218,5 m aproximadamente 6,5 m. Este valor, e incluso la décima parte del mismo, es claramente incompatible con el control geométrico continuo realizado de tablero y torres [6]. El segundo aspecto fue la caída de dovela y/o carro durante el izado de las dovelas. Se adoptaron los siguientes criterios:

- El izado de las dovelas era una operación en movimiento, con carga hidráulica. En estas condiciones era necesario considerar la caída accidental de la misma durante la operación.
- El carro de izado estaba anclado por medios mecánicos estáticos al tablero. Por tanto, incluso aun cuando se cayese la dovela, no podía caerse. De igual manera que no se consideró la rotura accidental de un tirante durante la construcción, no

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 3
Resumen combinación de acciones en ELU durante el proceso

Situación	Coeficiente mayoración	Carga	Descripción
Transitoria	1,35	Desequilibrio pesos de construcción	
	1,35	Sobrecargas de construcción	
	1,50	Viento transversal IAP	Ráfaga transversal sobre 1 voladizo Transversal tablero + torre + vertical tablero 1 voladizo + tirantes
	1,50	Viento longitudinal IAP	Longitudinal tablero + torre + tirantes
Accidental	1,00	Desequilibrio pesos de construcción	
	1,00	Caída de dovela	Coeficiente de impacto 2,00
	1,00	Sobrecargas de construcción	
	0,00	No caída de carro	
	1,00	Viento 13,9 m/s	

se tuvo como posible el fallo del anclaje mecánico del carro. En [8] está la descripción de todas las medidas consideradas para que este anclaje fuese plenamente efectivo y controlable.

- Para el coeficiente de impacto dinámico de la dovela se consideró $\phi = 2{,}00$. Se intentó disminuir este coeficiente con una aproximación en función del tiempo de caída con un modelo simplificado de 1 grado de libertad (fig. 4). Para un tiempo de desaparición de la carga de la dovela de 1,00 segundo, el coeficiente era de $\phi = 1{,}92$; para un tiempo de 5 segundos, $\phi = 1{,}75$. Como no se podían garantizar tiempos de desaparición de la carga mayores que esos valores, se decidió mantener el coeficiente $\phi = 2{,}00$.

Con todo esto, el resumen de estas bases de cálculo está incluido en la tabla 3.

El problema con la caída de dovela es que, tal y como aparece en la figura 5, la situación transitoria y la situación accidental eran opuestas. Si se arreglaba la situación transitoria añadiendo peso en el lado contrario al izado de la dovela se estropeaba la situación de caída. Con el desequilibrio de 10,0 m se disminuía la descompensación en situación transitoria, aunque se estropeaba la caída; con el coeficiente $\phi = 2{,}00$ equivalía a poner una dovela en el lado contrario, lo que equivaldría a un desequilibrio de 30,0 m. Sin embargo, esta era la situación óptima, ya que el viento compatible con el izado era muy pequeño (apartado 4.2), lo que llevaba prácticamente a anular su efecto, y los coeficientes de mayoración de cargas y minoración de resistencia de materiales mejoraban también. Así, con dicho desequilibrio de 10,0 m se llegó a la mejor situación posible.

Sin embargo, dado lo expuesto, la primera consecuencia es que para una configuración del voladizo y una resistencia de la torre dadas, la única solución para resolver ambas situaciones transitoria y accidental era disminuir el peso izado. Así, las primeras dovelas se izaron con la sección metálica y hormigón de las franjas laterales; después, solo con la armadura de dichas franjas, y por último solo con la sección metálica. Tras la llegada del voladizo lateral a la primera pila de retenida se volvieron a subir las dovelas con las franjas laterales de hormigón completas. La segunda consecuencia es que el orden de fases entre uno y otro voladizo, tal y como se mencionó en el apartado 2.1, no podía ser alterado libremente sino que requería una comprobación completa de la nueva situación.

La otra solución posible era haber usado contrapesos temporales. Durante el izado de dovela el viento es muy reducido, por

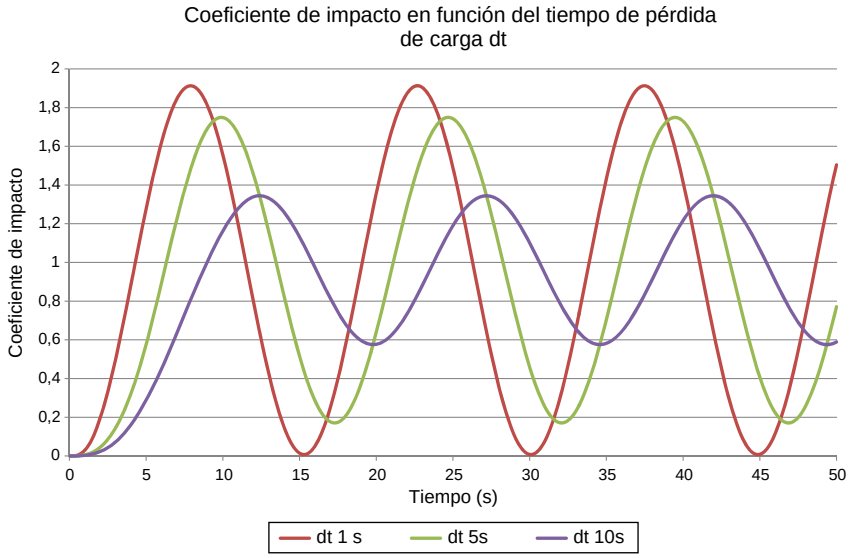


Figura 4. Coeficiente de impacto en función del tiempo de pérdida de carga de la dovela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

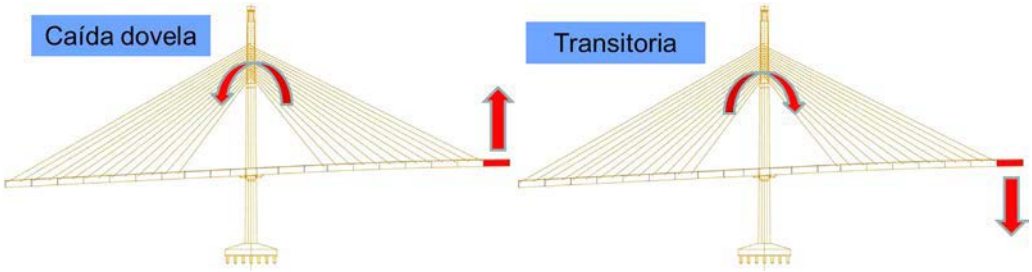


Figura 5. Esquema de control de seguridad durante las fases transitoria y accidental.

condicionantes del carro. Esto llevaba a que la situación transitoria no era crítica durante el izado, siendo la situación pésima la caída de dovela. Si se añadía un peso en el lado del izado se podía arreglar este punto. Una vez izada y colocada la dovela, esto es, una vez que ya no se podía caer, se podría eliminar ese contrapeso o incluso moverlo al lado contrario. Sin embargo, se consideró ese procedimiento como inconveniente y difícilmente controlable, por lo que fue descartado.

4.2. Consideración del viento

El viento de cálculo en la bahía de Cádiz [9] es de 28 m/s a 10 m de altura, sin incluir ráfaga. Durante la construcción, con menor período de retorno, se podía reducir a $0{,}84 \times 28$ m/s. Este viento a la altura del tablero e incluyendo el coeficiente de ráfaga se transformaba en aproximadamente $0{,}84 \times 28 \times 1{,}475 \times 1{,}344 = 46{,}6$ m/s = 168 km/h. Durante el izado, teniendo en cuenta el corto plazo del mismo, la previsión de viento se podía considerar como cierta [10], empezando el izado cuando dicha previsión limitaba el viento a 50 km/h en altura, incluyendo ráfaga. Si además se consideraba un coeficiente de mayoración para dicho viento durante la caída de $\gamma = 1{,}00$ y $\gamma = 1{,}50$ durante la situación transitoria, nos lleva a que el viento en situación accidental es únicamente el (50/168)ˆ2/1,50 = 5,9% del viento durante la situación transitoria. En otras palabras, el viento pasa de ser una acción tan relevante como el desequilibrio de pesos en situación transitoria a una acción con importancia residual en situación accidental.

Para cada una de las fases del proceso constructivo se ha considerado el viento transversal, longitudinal y vertical sobre tablero, torre y tirantes en la estructura existente en ese momento, de acuerdo con los coeficientes de arrastre obtenidos en [11]. Simplificadamente y del lado de la seguridad, se consideró una longitud de ráfaga igual a la longitud del voladizo. Esto, unido a la consideración de un coeficiente de ráfaga de 2,0, daba como resultado que el viento transversal al puente, y el viento vertical asociado a él, podían actuar en un voladizo con su valor característico y en el otro tener valor nulo.

En la sección de control de la torre, que de acuerdo con el apartado 0 es la sección superior del fuste inferior, y para el momento de eje transversal al puente, que era el que se sumaba a los momentos de desequilibrio por pesos, el viento más condicionante era el viento longitudinal al tablero, principalmente debido a la componente del viento sobre la torre. El viento transversal en las fases iniciales daba momento de eje transversal nulo; a medida que avanzaba la construcción, el viento vertical sobre uno de los 2 voladizos, considerando el viento vertical sobre el otro voladizo nulo, se aproximaba al momento por el viento longitudinal al puente hasta dar valores parecidos.

Por otro lado, y para calcular el momento de eje vertical en el empotramiento del tablero en la torre, fundamental para el diseño de las uñas de fijación provisional del tablero contra la torre, se utilizó el procedimiento descrito en [12], para tener en cuenta de manera más ajustada el viento sobre una estructura donde el peor efecto corresponde al viento sobre una parte de la misma, relacionándolo con su frecuencia natural de torsión de la torre de 0,286 Hz en su configuración de máximo voladizo antes de alcanzar la primera pila de retenida. Se consideró para ello un amortiguamiento total de 0,065, suma del decremento logarítmico estructural de 0,05, dato seleccionado para la torre de hormigón, y un amortiguamiento aerodinámico de 0,015, estimado a partir de la formulación. Como resultado más significativo, con este cálculo más depurado se obtuvo un momento de empotramiento de unos 127.000 mkN, frente a los 173.000 mkN obtenidos al aplicar el viento transversal máximo a un voladizo y viento nulo al otro voladizo.

4.3. Tablero

Inicialmente se hizo una comprobación general de todo el tablero en todas las fases. La resistencia del mismo condicionó el proceso en varias secuencias, así como el diseño del carro [8]. Una vez que se resistían correctamente todas las fases, las comprobaciones posteriores durante el proceso fueron sencillas, ya que, como se comentó en el apartado 2.1, no se podía variar nada la secuencia constructiva dentro de un voladizo. Por otro lado, los cambios en la secuencia constructiva de un voladizo no afectan prácticamente al tablero del otro; por tanto, no hizo falta ninguna comprobación adicional debido a cambios en el proceso de construcción seguido finalmente.

El principal problema de cara a la comprobación de los ELU en el tablero fueron las elevadísimas cargas locales transmitidas por el carro. De hecho, hubo que diseñar cuidadosamente todos los apoyos del mismo para poder resistirlos adecuadamente:

- El avance del carro se hizo siempre apoyado en unas vigas carril, apoyadas directamente de diafragma en diafragma a través de enanos metálicos. Por tanto, nunca se apoyó en el hormigón de la losa superior durante el avance.
- Durante el izado, en las secciones iniciales sin tirantes se apoyó el carro sobre las almas centrales. En fases posteriores,

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

el carro se diseñó con un juego de patas que se abrían para apoyarse directamente en los lados de los tirantes.

- Para la retirada del carro, inicialmente estaba prevista sobre la misma viga carril de avance. Sin embargo, para acelerar el proceso, 3 de ellos se retiraron sobre carros multirruedas. Esto cambió totalmente la filosofía de apoyo del carro, llevando la losa superior al límite de su capacidad.
- De hecho, ante la magnitud del peso del carro, se aprovechó su retirada para hacer una primera prueba de carga en cada uno de los 4 voladizos.

4.4. Torre

4.4.1. Etapas

A modo de resumen, hay 3 etapas en las comprobaciones de la torre:

- En el primer tramo, hasta llegar a los primeros tirantes, la limitación estuvo en la resistencia a torsión de la riostra de apoyo del tablero en la torre. El tablero simplemente se apoyaba en la riostra de la torre una vez instalados los 4 primeros tirantes y durante el servicio de la estructura. Sin embargo, en las primeras fases se empotraba en la misma para resistir los desequilibrios de pesos. Esta situación era claramente condicionante durante estas fases, principalmente debido a la gran diferencia de funcionamiento de la misma.
- Durante la fase de voladizo puro, es decir, hasta que el tablero se apoyó en la primera pila de retenida, el proceso constructivo del tablero estuvo condicionado por la resistencia del fuste de la torre; más concretamente, por la resistencia a flexocompresión de la sección de control de la torre. Tal y como se explicó en el apartado 0, debido al hecho de haber construido parte de la torre P13 sobre el muelle cuando se redefinió el proceso, se dimensionó toda la armadura del resto de las torres de manera que controlando la sección superior del fuste inferior se podía asegurar que el resto de secciones cumplían las condiciones estructurales.
- Una vez apoyado el tablero en la primera pila del vano de retenida, a 200,0 m de las torres, configurando entonces un único voladizo máximo sin apoyos de 218,5 m, solo hubo que comprobar la resistencia de los cajones superiores de las torres donde se anclan los tirantes para evitar fisuraciones indeseables y verificar que no había tiro en los apoyos de la pila.

4.4.2. Resistencia a torsión de las riostras de las torres

En el primer tramo fue necesario comprobar detalladamente la resistencia de la riostra de la torre, máxime cuando las cargas para las que fue inicialmente diseñada aumentaron, principalmente por el incremento de peso de los medios auxiliares. Normativamente el problema está bien cubierto desde el punto de vista ELU, con la salvedad de que se utilizaron 2 mecanismos de torsión, el primero para una armadura situada en el perímetro de la riostra y el segundo para una armadura cerrada que no llegaba al borde de la misma, comprobando la resistencia de la biela de compresión a torsión como suma de ambos mecanismos. El principal problema fue garantizar la no fisuración de la riostra por torsión en ELS durante estas fases, tal y como se explica posteriormente.

4.4.3. Cálculo no lineal en la fase de voladizo

Como orden de magnitud de los esfuerzos en dicha sección pésima durante las fases de voladizo cuasi-simétrico sin apoyo en la pila del vano de compensación, el esfuerzo axil osciló de 180.000 kN, debido exclusivamente al peso propio de la torre, hasta los 360.000 kN en la fase antes del bloqueo en la pila de retenida. Respecto a los momentos de eje transversal, que eran claramente los que condicionaban la resistencia de la sección, el momento del viento varió poco durante la construcción, ya que condicionaba claramente el viento sobre la torre, unos 290.000 mkN. Debido a los desequilibrio de pesos, el valor del momento fue de hasta ±450.000 mkN. Todos estos valores son característicos, sin mayorar.

En la figura 6 está la resistencia de la sección de control en función del esfuerzo axil. Se observa que aumenta muchísimo al incrementar el esfuerzo axil, un 40% más entre la situación inicial y la final antes del bloqueo en la pila, lo que indica claramente que el condicionante de la sección fue la armadura y no la resistencia a compresión de la pila. De hecho, del lado de la seguridad, estos momentos resistentes están considerados con el requisito de resistencia a compresión del hormigón de la torre, 60 MPa, en vez de con la resistencia real obtenida, más de 70 MPa, máxime teniendo en cuenta la edad del hormigón de las torres, mayor de 2 años en las fases constructivas pésimas.

Con todas estas consideraciones, fue necesario realizar un cálculo no lineal geométrico y material completo. Evidentemente, no se podía hacer en las aproximadamente 900 fases antes de apoyar en las pilas del vano de compensación. Por tanto, se hizo en aquellas donde el coeficiente entre el momento resistente

Caso	Axil (kN)	Accidental (mkN)	Persistente (mkN)
1	100.000	827.467	759.812
2	150.000	967.986	896.998
3	200.000	1.096.517	1.021.528
4	250.000	1.217.041	1.138.595
5	300.000	1.331.081	1.248.425
6	350.000	1.439.211	1.351.620
7	400.000	1.541.423	1.448.401
8	450.000	1.638.025	1.538.897
9	500.000	1.729.136	1.623.176
10	550.000	1.814.823	1.701.321
11	600.000	1.895.136	1.773.355

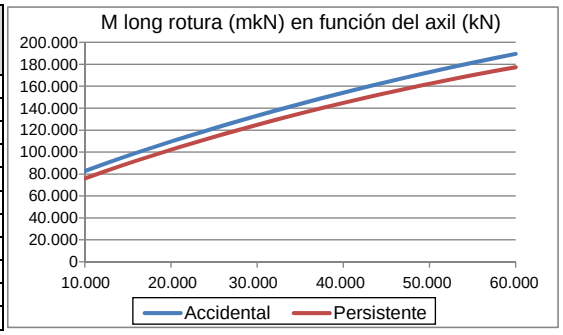


Figura 6. Momento longitudinal de rotura de la sección pésima de la torre en función del axil.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

y el actuante era menor. Dicho cálculo se hizo con actualización iterativa de la geometría de las torres y diagramas momento curvatura en todas las secciones relevantes (fig. 7). La principal diferencia entre el cálculo lineal estándar y estos cálculos es que estos últimos se hacen con valores característicos de las propiedades del material en vez de utilizar los valores de diseño minorados. Por tanto, hace falta un formato de seguridad especial, para lo que se ha utilizado el establecido en [13], donde existen 3 posibilidades, de acuerdo a las ecuaciones (1), (2) y (3):

$$\gamma_{Rd} \cdot E\left(\gamma_G G + \gamma_Q Q\right) \leq R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O}\right) \tag{1}$$

$$E\left(\gamma_G G + \gamma_Q Q\right) \leq R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma Rd \cdot \gamma_O}\right) = R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}}\right) \tag{2}$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Sd} \cdot E\left(\gamma_g G + \gamma_q Q\right) \leq R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O}\right) \tag{3}$$

Donde $\gamma_{Rd} = 1{,}06$ es el coeficiente por la incertidumbre en el modelo de la resistencia de los materiales, $\gamma_{Sd} = 1{,}15$ es el coeficiente por la incertidumbre en el modelo del efecto de las acciones, $\gamma_o = 1{,}20$ es el coeficiente global de seguridad, G son las acciones permanentes, Q son las acciones variables, E() representa los esfuerzos provocados por las acciones de diseño mayoradas y R(), los esfuerzos provocados por la primera carga que causa el colapso de la estructura. Cuando las incertidumbres en el modelo no son consideradas de manera explícita, esto es, $\gamma_{Rd} = 1{,}0$ y $\gamma_{Sd} = 1{,}0$, $\gamma_{0'}$ debe ser 1,27, valor seleccionado en nuestro caso. Para estructuras donde la respuesta de la misma tiene forma cóncava respecto la lineal, o dicho de otro modo, donde un incremento de la carga conlleva un incremento de la respuesta más que proporcional, el formato de la ecuación (2) es el que proporciona resultados más del lado de la seguridad entre las 3 posibilidades, por lo que es el que se ha utilizado.

Como se observa en la figura 7, la amplificación no lineal del momento en la sección crítica de control era en este caso 1,30. Tras un estudio de varios casos de izado, se llegó a la conclusión de que considerando un coeficiente adicional de 1,50 respecto el cálculo lineal, se estaba del lado de la seguridad. Dicho de otro modo, si el cociente entre el momento resistente para ese esfuerzo axil y el momento obtenido mediante cálculo lineal es mayor de 1,50, no habrá problemas cuando se considere la amplificación de los momentos de cálculo por los efectos no lineales. O de otra manera, si con cálculo lineal el coeficiente era de 1,50, se podía garantizar que con un cálculo no lineal completo se cumplirían las ecuaciones (1), (2) y (3).

4.4.4. *Cálculo en fases posteriores*

Una vez apoyado el tablero en la pila del vano de compensación se acabaron los problemas resistentes del fuste de la torre. Cualquier desequilibrio de pesos era resistido principalmente por un par de fuerzas verticales entre la pila y la torre. Sin embargo:

- Fue necesario garantizar que no iban a existir tracciones en los apoyos de la pila, tanto para verificar la seguridad de la torre como para evitar el levantamiento del tablero. En las primeras fases hubo que hormigonar el contrapeso sobre la pila [14] en varias fases y alterar la secuencia constructiva convenientemente. Cuando se izaron varias dovelas más en el lado del vano lateral la reacción aumentó considerablemente y no hubo que comprobar nada más.

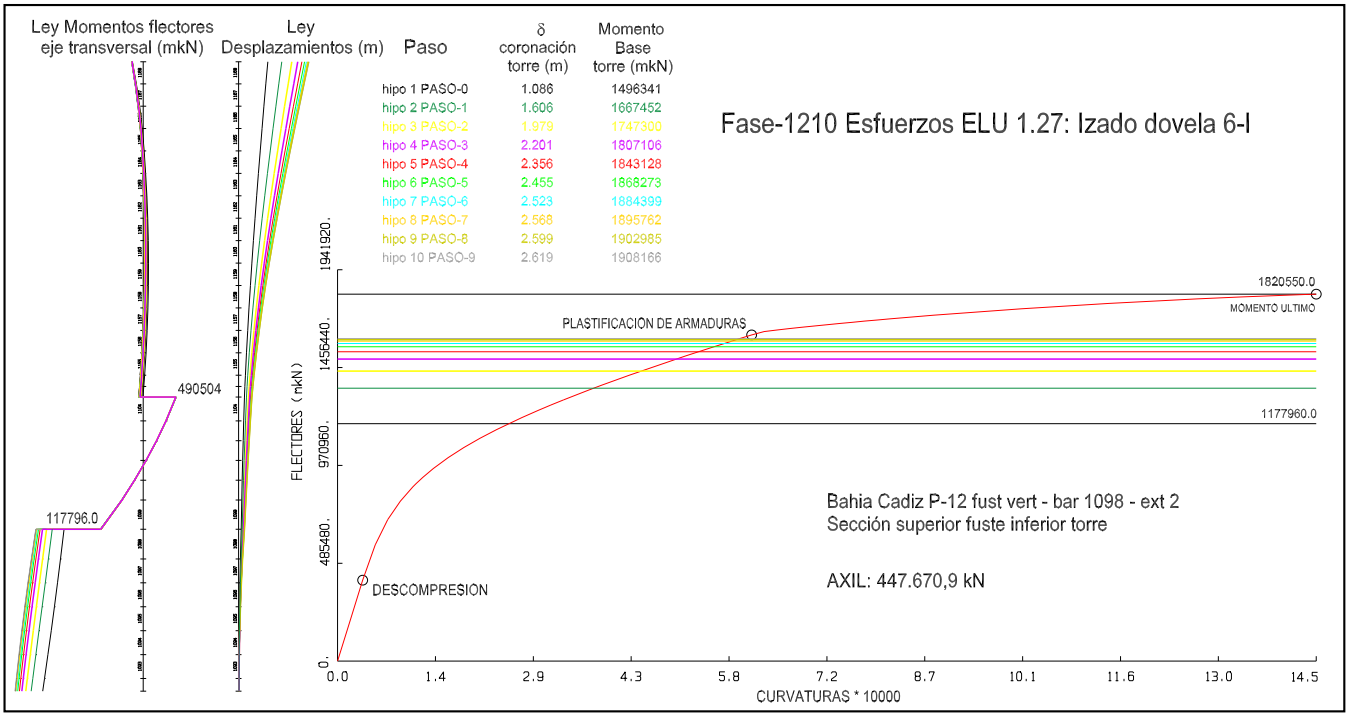


Figura 7. Cálculo no lineal geométrico y material de la torre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

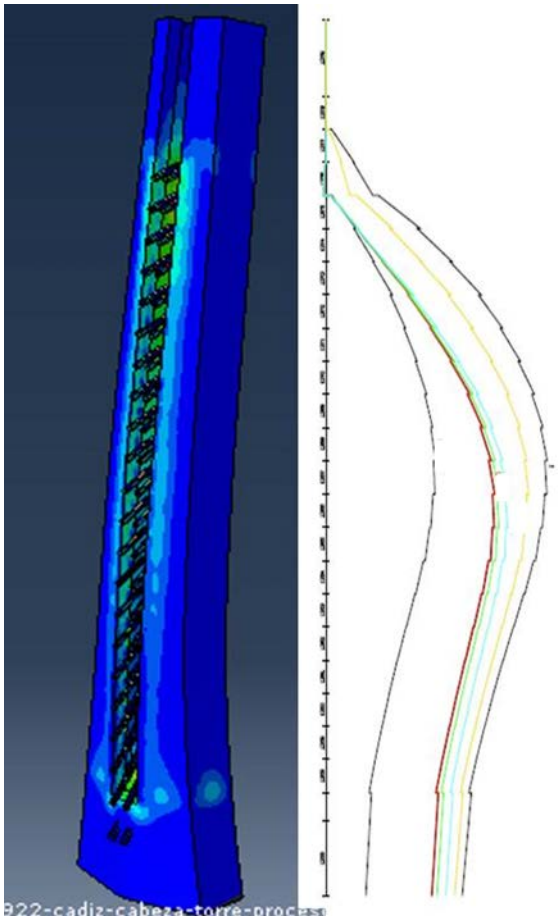


Figura 8. Comprobación local del fuste superior de la torre por desequilibrio de cargas en tirantes: forma ley momentos flectores eje transversal al puente a lo largo del fuste superior.

- La maniobra de llegada y paso por la primera pila de retenida constituyó la primera de las maniobras singulares que se acometieron [14], por lo que su duración fue superior el ciclo de una dovela estándar. Para no penalizar el plazo y poder seguir avanzando en la construcción del vano principal, se colocó un lastre adicional sobre la pila, que aseguraba la reacción negativa.
- Sin embargo, al avanzar de esa manera aumentaba el número de tirantes tesados hacia el centro de vano respecto los del vano lateral, aumentando localmente las tracciones en el hormigón del fuste superior de la torre. De manera prudente y para controlar la geometría de la torre, se decidió no permitir situaciones que fisuraran la misma, aunque fuese localmente. Esto se calculó (fig. 8) con un modelo de elementos finitos que incluía el hormigón con elementos tipo sólido y las chapas del armario metálico con elementos tipo lámina. La conclusión de este análisis fue no permitir el desequilibrio de más de una pareja de tirantes a izquierda y derecha del mástil.

4.5. Tirantes

Debido al procedimiento seleccionado, se izaban dovelas de 20,0 m de longitud en las que se colocarían 2 parejas de tirantes. Por tanto, en las fases previas a la instalación de dichos cables, la sección del extremo del tablero debía resistir provisionalmente un voladizo muy grande sin ayuda de sus correspondientes tirantes. Además, debido a la configuración resistente de la introducción de las cargas de los mismos en el tablero [4,9], al menos era necesario disponer de 2 franjas laterales de hormigón en la losa superior para transmitir la compresión horizontal de la carga del tirante. Con todo esto, además de fisurar la losa superior en una longitud de 60,0 m, se sobrecargaba mucho la pareja de tirantes extrema, llegando hasta $0{,}63 \times f_{pk}$. Este valor permanecía muy poco tiempo, ya que en cuanto se tesaba la pareja delantera de la dovela izada se relajaba totalmente la situación, desapareciendo la fisuración de la losa y los excesos en la carga de los tirantes. A pesar de que la duración de esta situación de sobrecarga en los tirantes era muy corta en el tiempo, se decidió tomar medidas para cumplir los límites normativos de carga máxima de los tirantes durante la construcción [15]. Para ello:

- En la instalación de la pareja delantera de tirantes de la dovela se redujo la carga de tesado.
- De esta manera, cuando se izaba la siguiente dovela, esos tirantes tenían una carga menor, dentro de los límites aceptables.
- El problema sería entonces en los tirantes y/o tablero posteriores; sin embargo, la fisuración del tablero no aumentaba mucho y los tirantes traseros no tenían problemas de carga máxima.
- Cuando se había tesado el tirante delantero de la siguiente dovela, y la carga en el tirante delantero anterior había bajado, se retesaban estos tirantes hasta llegar a su carga adecuada para alcanzar la carga objetivo al final de la construcción.

Por otro lado, el fuerte descenso del extremo del tablero en esa fase crítica de izado de dovela llevó a fuertes giros de los anclajes de tirantes respecto la recta de unión entre el anclaje de la torre y del tablero. Ello, de nuevo, obligó a comprobar este giro en las 1.275 fases del proceso, verificando que aunque se estaba por debajo del límite de 30 mrad [16], los giros eran muy importantes y estaban cerca de dicho límite. Esta comprobación no fue inmediata, ya que no solo había que comprobar el giro del nudo del tablero, sino que hubo que sumarle con su signo el giro de la barra del tirante; este valor no lo da el modelo, sino que se calculó en cada fase a partir de los desplazamientos del nudo inicial y final de dicha barra.

También se dimensionó el diámetro de los tubos de encofrado de los tirantes teniendo en cuenta esta capacidad de giro, evitando que el cable tocase con los mismos en estas fases.

5. Cálculo detallado de los estados límites de servicio

5.1. Tablero

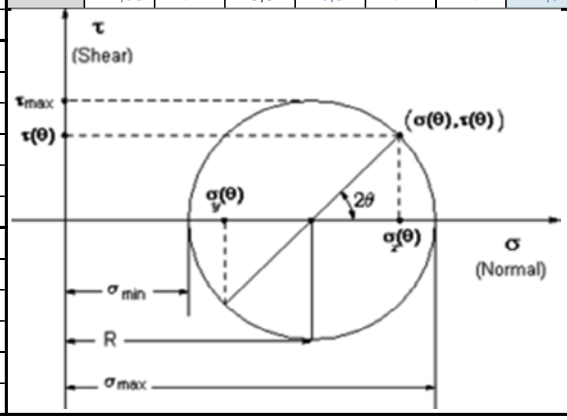
El tablero estuvo muy solicitado durante toda la construcción. Las consideraciones que permitieron controlar las máximas tensiones en las chapas metálicas y tracciones en el hormigón fueron:

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Datos	
fck (Mpa)	60
γ_c	1,67
Axil Nsección (kN)	272.601,3
Torsor $M_{T,TOTAL}$ (mkN)	171.130,0
Cortante $Q_{T,TOTAL}$ (mkN)	46.600,0
Flector $M_{Z,TOTAL}$ (mkN)	97.000,0
Ancho sección (m)	7,00
Canto sección (m)	3,00
Área total A (m^2)	21,00
Perímetrou (m)	20,00
Espesor medio $t_{ef,teórico}$ (m)	1,05
Área media Ak (m^2)	11,60
Coef. Biela cortante ν	0,46
Coef. biela por compresión α_{cw}	1,25
Tens. normales $\sigma_{c,biela,max}$ (Mpa)	20,5
Tens. normales $\sigma_{cp,axil}$ (Mpa)	13,0
Tens. normales $\sigma_{cp,mom}$ (Mpa)	9,24
Tens. normales $\sigma_{cp,min}$ (Mpa)	3,74

Obtención máxima tracción (Cálculo elástico sin fisuración)

Fibra comprobación	Tensiones (Mpa)				Círculo de Mohr		$\sigma_{extremas}$ (Mpa)		Lim tracc (Mpa)	
	σ_{axil}	τ_c ($T_{Rd,s}$)	τ_c ($V_{Rd,s}$)	τ_c (TOT)	Radio	θ (º)	σ_{min}	σ_{max}	f_{ctm}	f_{ctk}
Superior	3,74	3,5	0,0	3,5	4,0	31,0	–2,1	5,9	–4,35	–3,05
Media	12,98	3,5	3,3	6,8	9,4	23,3	–2,9	15,9	–4,35	–3,05



Equiv.bielasy tirantes		
ϕ (mm)	sep(m)	cot(θ)
25	0,20	1,7
$\sigma_{c,biela}$ (Mpa)	$\sigma_{c,biela,max}$ (Mpa)	f_y (Mpa)
8,0	20,5	902

Figura 9. Comprobación ELS de la riostra de las torres.

- El hormigón de las bandas laterales de la losa superior era imprescindible antes de tesar, aunque condicionase el ciclo, ya que las chapas metálicas superiores no eran capaces de resistir la compresión de los tirantes.
- El hormigón de la losa superior se fisuró en una longitud considerable, unos 60,0 m del voladizo. No representaba un problema de cálculo desde el punto de vista de la comprobación ELS del tablero, ya que se está del lado de la seguridad si se calculan las tensiones con propiedades de la sección fisurada, esto es, solo con el acero estructural y pasivo. Para las comprobaciones geométricas se tomó la media entre las propiedades fisuradas y bruta sin fisurar.
- Se comprobó que la apertura de fisura en todas las fases era controlada, máxime considerando la corta duración de la fase pésima. Sin embargo, este cálculo condicionó toda la armadura longitudinal del tablero. Durante la ejecución se midieron las aperturas de fisura reales, comprobando que efectivamente estaban dentro de los límites establecidos.

5.2. *Torre*

5.2.1. *Fuste*

En el apartado 4.4.3 se explicó detalladamente el cálculo ELU de la torre durante el avance en voladizo cuasi-simétrico. Sin embargo, de cara al control geométrico se consiguió que la torre no fisurase en ninguna de las fases estándar del proceso, considerando el desequilibrio de pesos sin mayorar y con viento reducido a niveles normales. Además, se verificó que la posible fisuración a torsión de los brazos inclinados de la torre no afecta prácticamente nada a la deformabilidad del puente.

5.2.2. *Torsión de las riostras de las torres*

Como se ha comentado en el apartado 4.4.2, en el primer tramo de ejecución del tablero, hasta llegar a los primeros tirantes, la limitación estuvo en la resistencia a torsión de la riostra de apoyo del tablero en la torre. El principal problema fue garantizar la no fisuración de dicha riostra por torsión en ELS durante estas fases, para evitar movimientos estructurales no previstos y aparición de fisuras que pudiesen comprometer la «sensación» de seguridad. Por ello, en cada fibra de la sección:

- Fibra superior, con compresión mínima por flexión, tensión de torsión y tensión nula por cortante.
- Fibra media, con compresión media por flexión, tensión de torsión y máxima por cortante.

Se calcularon las máximas tracciones en cualquier dirección en el estado bidireccional del perímetro de la riostra (fig. 9), comprobando que eran menores que la resistencia a tracción media e incluso característica del hormigón de la riostra.

Esta comprobación se hizo en todas las fases del proceso de construcción hasta el tesado de las 2 primeras parejas de tirantes, añadiéndoles a todas un viento correspondiente a unos 168 km/h a la altura del tablero (ver apartado 4.2).

6. Conclusiones

- La dovela de 20,0 m de longitud, 34,30 m de ancho y peso hasta 4.000 kN ha sido un gran acierto desde el punto de vista constructivo, ya que permitió la construcción de hasta 2 dovelas por torre en un mes.
- Sin embargo, ha sido un reto muy complejo desde el punto de vista ingenieril, ya que:
  - El control geométrico se complicó sobremanera al producirse movimientos muy grandes.
  - Fue necesario considerar no linealidades más importantes de lo habitual, tanto geométricas como del material.
  - Los medios de izado fueron muy potentes y de diseño complicado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

  - Toda la armadura longitudinal de la losa superior quedó condicionada por el proceso de construcción.
  - Los desequilibrios a izquierda y derecha del mástil fueron muy grandes, y fue preciso verificar continuamente la sección más débil de la torre.
- Estas dificultades requirieron, tal y como se ha hecho, de un control riguroso y exhaustivo:
  - Generando programas específicos de control que permitieron automatizar y acelerar los controles de manera que entorpeciesen lo menos posible la marcha de la obra.
  - Comprobando todos los elementos, tanto generales como de detalle, puesto que se dieron multitud de situaciones muy diferentes a las situaciones estándar que se puedan dar en otros puentes más convencionales.
- Ha sido necesario un esfuerzo para definir unas bases de cálculo que tuvieran en cuenta todas las particularidades de una construcción de este tipo.
- Fueron necesarios elementos de control y ajuste constante; en este caso han sido sobre todo los tirantes, aunque se han utilizado contrapesos en algunas situaciones constructivas.
- Respecto a los tirantes:
  - Se produjeron giros relativos muy importantes entre el anclaje y la recta de unión entre el anclaje de la torre y del tablero; lo cual requirió su comprobación en todas las fases del proceso.
  - Respecto a la fase de tesado de la pareja frontal, fueron necesarias al menos unas franjas de hormigón en las bandas para resistir la compresión horizontal de la carga. Además, cuando se tesaban esos tirantes se relajaba la situación de todos los elementos.
- Durante la fase de izado de dovela hubo que tener en cuenta:
  - Cargas locales muy elevadas.
  - Deformaciones fuertes del frente de dovela a soldar.
- Tracciones en la losa superior elevadas, con 60,0 m fisurados desde el frente de la dovela hacia la torre, condicionando toda la armadura longitudinal de la losa por proceso. Se consideraron las propiedades medias entre la inercia fisurada y la no fisurada para cálculo de la deformada y las propiedades fisuradas para cálculo de tensiones.

Bibliografía

[1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[2] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos avanzados de su análisis, Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[3] Manterola J., Martínez A., Navarro J.A., Fuente S. Bridge over the Cádiz Bay, Spain. 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People, 2014, pp. 532-533.

[4] A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 71–85.

[5] C. Lucas, J.A. Navarro, Descripción del proceso constructivo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 101–109.

[6] J.A. Navarro, C. Lucas, Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 143–158.

[7] V. Puchol, Monitorización e instrumentación del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 260–261.

[8] J.L. Castro, J. de los Ríos, J. Arroyo, J.L. Salamanca, Medios auxiliares empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 173–183.

[9] J.A. Navarro, A. Martínez, S. Fuente, Bases y aspectos relevantes del cálculo del proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 87–98.

[10] J.M. Nicoli, Control de los parámetros climáticos en la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 255–260.

[11] O. Ramós, M.A. Astiz, Ensayos en túnel de viento para el Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 245–253.

[12] C. Dyrbye, S.O. Hansen, Wind Loads of Structures, Wiley, 1996.

[13] Eurocode 2. Design of concrete structures—Part 2: Concrete bridges—design and detailing rules, EN 1992-2:2005; European Committee for Standardization, 2005.

[14] C. Lucas, L. Peset, J. de los Ríos, J.M. González, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2015) 123–142.

[15] Eurocode 3. Design of Steel Structures—Part 1-11: Design of structures with tension components; European Committee for Standardization; 2006.

[16] J. Sánchez, N. Trotin, P. Ladret, Sistema de atirantamiento del tramo atirantado de Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2015) 185–190.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):123–142

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Outstanding manoeuvres in the stayed section of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Conchita Lucas Serrano [a,*], Luis Peset González [a], Jesús de los Ríos de Francisco [a] y José Manuel González Barcina [b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados, S.A., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Aleph Consultores SLP, Madrid, España*

Recibido el 30 de noviembre de 2015; aceptado el 18 de marzo de 2016
Disponible en Internet el 7 de julio de 2016

Resumen

En la construcción del tramo atirantado del tablero del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz se han realizado una serie de maniobras especiales distintas a la del izado e instalación repetitiva de la dovela modulada de 20 m de longitud. En este artículo se describen estas maniobras, que consisten en el paso por pilas del tablero, el cierre en clave del tablero en el vano principal, la instalación de la dovela extrema del tablero y la conexión entre el tramo atirantado y el viaducto de hormigón.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Maniobras especiales; Cierre en clave del tablero; Instalación dovelas especiales; Conexión tablero metálico a tablero de hormigón; Bloqueo tablero

Abstract

There have been several manoeuvres other than the typical segment erection during the construction of the 1812 Constitution cable-stayed bridge over Cadiz Bay. These outstanding manoeuvres are: arrival to the first piers, main span deck closure, last segment erection, and connection between the stayed section and the approach viaduct on Puerto Real.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Outstanding manoeuvres; Deck closure; Special segments erection; Connection steel deck to concrete deck; Locking procedure

1. Introducción

En la construcción del tablero del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz se han realizado una serie de maniobras singulares para resolver todos aquellos aspectos de la construcción que no podían solventarse mediante el proceso cíclico de izado y montaje de dovelas [1,2]. Estas maniobras han exigido el desarrollo de una ingeniería y unos medios auxiliares distintos a los utilizados en el resto del tablero. En este artículo se describen las 4 principales maniobras de estas características. Su orden es cronológico, en el que se desarrollaron durante la obra. La primera es el montaje del tablero pasando por las primeras pilas de retenida; en esta operación era la propia pila la que impedía el izado de la dovela correspondiente por coincidir su situación en planta. La segunda es el cierre de los tableros en voladizo en el centro del vano principal, donde la dificultad principal provenía de la extraordinaria longitud de los voladizos a unir. La tercera corresponde a la instalación de la dovela extrema del tablero que apoya sobre la primera pila del tramo atirantado; esta dovela, de longitud y peso superiores al doble de los correspondientes a las dovelas típicas, no cuenta con ningún atirantamiento que

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: clucass@dragados.com (C. Lucas Serrano).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.03.004
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

facilite su instalación. Y, finalmente, la conexión del tablero atirantado al tablero de hormigón pretensado del viaducto de acceso; la diferencia de materiales a conectar y de los sistemas de ejecución de ambos tramos ha ocasionado también importantes cuestiones a resolver en el proceso de ejecución.

La colocación de las primeras dovelas, que también constituyeron maniobras diferentes al izado estándar de piezas, se describe en [3].

2. Paso por las primeras pilas

2.1. Planteamiento general

La llegada a las pilas 11 y 14 fue la primera de las maniobras singulares que se acometieron en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz. Supuso además un hito importante, pues el voladizo se apoyó y el desequilibrio del mástil dejó de ser el condicionante fundamental del proceso constructivo [3]. El puente, en definitiva, entró en una fase de construcción más segura, pues el tablero ya no se comportaba como un balancín (fig. 1).

La filosofía general de la maniobra consistió en llegar con el tablero en voladizo hasta la pila, donde estaba esperando una dovela corta, de 5,4 m de longitud, a la que se empotraba con la ayuda de una estructura metálica auxiliar. Con todos los movimientos relativos impedidos, se procedía a soldar la unión. Para contrarrestar la reacción negativa que aparecía en el apoyo en pila y evitar dimensionar un anclaje a tracción, se colocaba un lastre.

Como todo este proceso iba a durar varias semanas, para dimensionar la maniobra y todos los elementos auxiliares empleados no se redujo la acción del viento, sino que se consideró la definida en la IAP-98 para situaciones de construcción (Cr = 0,84). Respecto a los esfuerzos térmicos, se adoptó la variación térmica completa considerada en la IAP-98 para elementos mixtos.

Por otra parte, y para asegurar el perfecto encaje geométrico de la unión, se hizo un cuidadoso montaje en blanco del conjunto de las 2 dovelas a unir —la que esperaba situada en la cabeza de la pila y la dovela extrema del voladizo construido— con la estructura metálica auxiliar que se empleó para materializar el bloqueo.

En la llegada a las pilas de retenida se distinguían 4 fases:

- Preparación de la cabeza de la pila de retenida.
- Izado de la última dovela del voladizo.
- Izado de la dovela de pila.
- Recolocación y bloqueo.

El orden en que se realizaron la segunda y tercera de las actividades anteriores fue diferente en el caso de la pila tierra (P14) y la de mar (P11), pues dependió del orden y ritmo de fabricación de las dovelas implicadas. El izado de la dovela 0P11 fue previo a la instalación de la última pieza del voladizo izquierdo de P12, mientras que en el caso de la pila 14 se colocó antes la dovela final del voladizo derecho de P13 y a continuación se izó 0P14.

2.2. Preparación de la cabeza de las pilas de retenida

Como se ha dicho, en las pilas de retenida se colocaba una dovela de pequeña longitud que permitía dar continuidad al tablero al llegar a la pila. Esta dovela y el voladizo del tablero al que se tenía que unir debían estar perfectamente alineados para proceder al bloqueo y posterior soldadura, y aunque el proyecto indicaba que en la fase previa al bloqueo las 2 dovelas estarían en continuidad, se decidió dotar a la dovela de pila de un mecanismo de regulación que permitiera corregir la posición de esta ligeramente para alinearla con el voladizo (fig. 2). La posición final de la dovela de pila estaba condicionada por la del extremo del voladizo y no era posible dar ningún quiebro entre ellas, pues habían sido objeto de un riguroso montaje en blanco, conjuntamente con la estructura metálica de bloqueo, que aseguraba el éxito de la maniobra.

Para ello, en la cabeza de la pila de retenida se colocaron 2 parejas de gatos (elementos de regulación) sobre los que se depositaba la dovela de pila y que permitían desplazar la pieza en las 3 direcciones del espacio y girarla según los 3 ejes para

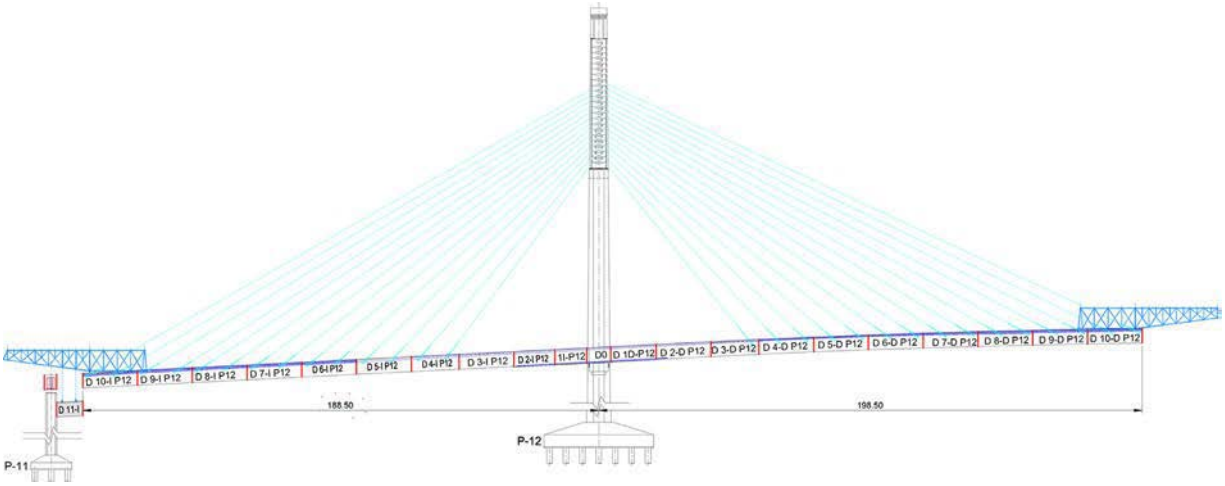


Figura 1. Situación del puente en la llegada a la pila 11.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 2. Cabeza de la pila 14.

llevarla a la posición que permitiera la soldadura con el voladizo (fig. 2). Este sistema se describe con más detalle en [4].

Se hormigonó una meseta, sobre la que se colocaban los gatos en los que se depositó la dovela de pila. Estos gatos, que eran los mismos que se emplearon para posicionar las dovelas 0P12 y 0P13, permitían el movimiento en las 3 direcciones del espacio.

Si la recolocación de la dovela de pila para alinearla con el extremo del voladizo superaba los movimientos o giros que podían darse con los gatos de la cabeza de pila que sustentaban la pieza, se había previsto que el carro de izado de dovelas volviera a coger la dovela y la recolocara. Ahora bien, esta maniobra debía hacerse antes de colocar el lastre en la dovela de pila —pues el carro de izado no podía hacer frente a esta carga adicional— y previamente a instalar los tirantes de la última dovela, pues estos interferían con los «brazos abatibles» del carro [4].

2.3. Izado de la dovela de pila

Las dovelas de pila se colocaron en su posición sobre los gatos descritos en el apartado anterior con el carro de izado de dovelas que, situado en la misma posición desde la que se subía la última dovela del voladizo, izaba una u otra en función de la disponibilidad.

Para izar estas dovelas, que como ya se ha dicho tenían una longitud de 5,40 m —muy inferior a las de las dovelas tipo—, se empleó una viga de izado especial (fig. 3), pues debido a su corta longitud solo tenía un diafragma, y no podía emplearse el balancín de regulación estándar, descrito en [4]. De esta forma, la dovela se pudo subir con 4 unidades de izado, manteniendo todos los criterios de redundancia.

Para minimizar los trabajos en altura las dovelas de pila se izaban con la ferralla de la losa de fondo colocada, los apoyos definitivos y cuñas colgados, las barandillas laterales y una cierta cantidad de lastre, en función del peso real de cada dovela (eran distintas 0P11 y 0P14), hasta llegar a la capacidad de izado del carro.

El carro de izado colocaba las dovelas de pila sobre los 4 gatos, con el eje del mamparo desplazado respecto al eje de la pila 10 cm, y estos procedían a colocarla en su posición teórica (planta, giro longitudinal y giro transversal) con la mayor precisión posible, manteniendo los 10 cm de desplazamiento longitudinal. Se colocaban las tuercas de seguridad de los gatos y se soldaban a la dovela los frenos que topan contra el rehundido de la pila y funcionan como bloqueos mecánicos tanto en sentido transversal como longitudinal.

La razón de colocar la dovela de pila 10 cm alejada de su posición final era permitir todos los alargamientos térmicos del tablero y los movimientos longitudinales de viento mientras se acometían todas las tareas previas al bloqueo y conexión que se exigían en el proceso constructivo: hormigonado de losas de fondo, tesado de tirantes, colocación de losas y varios retesados en el tablero, además del relleno del lastre en la dovela de pila, necesario para evitar reacciones de tracción tras la conexión.

Figura 3. Balancín especial para el izado de la dovela de pila.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 4. Izado de la última dovela del voladizo (11IP12) con la dovela de pila (0P11) ya colocada.

Así pues, con la dovela perfectamente posicionada y con los movimientos horizontales impedidos, se procedió a rellenar la primera fase del lastre.

2.4. Izado de la última dovela del voladizo

La última dovela del voladizo se izó con la estructura metálica que iba a emplearse en el bloqueo ya colocada sobre ella (fig. 4). Este pescante se situó sobre la dovela ya embulonado en la orejeta trasera, y para que no interfiera con los distintos elementos se colocó apuntalado en una posición bastante vertical.

Esta última dovela del voladizo se fabricó con un sobrelargo de 50 cm en el extremo contrario a la pila de retenida para regularizar las longitudes del voladizo antes de llegar a la pila, por lo que antes de proceder a su izado y posterior conexión fue preciso cortarla. Este sobrelargo sirvió también para dar un pequeño quiebro y corregir la alineación en planta, pues el tablero se había desviado muy ligeramente durante la construcción de los 200 m de voladizo. Este corte, por tanto, fue oblicuo.

Para el izado de esta dovela se empleó una viga auxiliar (fig. 5), pues como esta pieza solo tiene 2 diafragmas debido a su corta longitud, no pudo izarse empleando el sistema habitual [4]. De esta forma, la dovela se subió empleando 4 unidades de izado, con el balancín estándar, de forma que el centro de gravedad coincidía con el de izado, y podían mantenerse los criterios de redundancia establecidos.

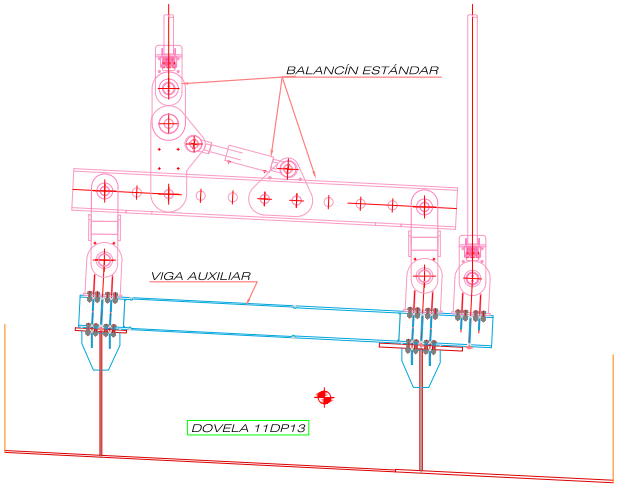


Figura 5. Viga auxiliar para el izado de la última dovela del voladizo (11IP12).

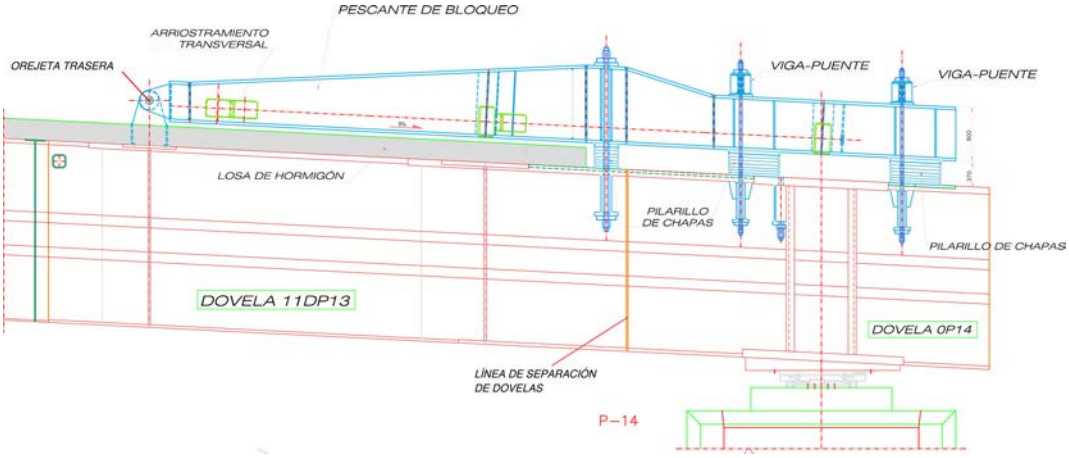


Figura 6. Pescante de bloqueo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

2.4.1. Descripción del pescante de bloqueo

El pescante de bloqueo estaba constituido por 2 vigas longitudinales armadas, de canto variable y 12 m de longitud, arriostradas entre sí por una celosía de perfiles tubulares para hacer frente a las acciones transversales e impedir los movimientos relativos entre ellas (fig. 6).

Estas vigas se vinculaban a cada una de las dovelas en 2 puntos, de manera que quedaban empotradas en ellas. En el caso de la dovela de pila, la vinculación se realizaba mediante 2 vigas puente dispuestas a cada lado del eje del mamparo, ancladas con barras de pretensado. El anclaje mediante las vigas puente permitía una cierta flexibilidad en la posición de la dovela de pila respecto al extremo del voladizo. La vinculación a la dovela del voladizo se realizaba con una línea de barras de pretensado y un embulonado trasero, facilitando este último la construcción.

2.5. Acople y bloqueo

Con la última dovela del voladizo completamente terminada, y la dovela de pila en su posición teórica sobre gatos, podía verse fácilmente cuál era la posición relativa entre ellas. Todavía sin desplazar la dovela de pila a su posición definitiva (estaba 10 cm alejada del voladizo) y con la ayuda de los gatos que la sustentaban, se quitaron los frenos y se recolocó para dejarla en situación de soldadura (chapas alineadas y gaps apropiados) con el extremo del voladizo.

A continuación se inmovilizó la dovela de pila y se procedió a hormigonar las mesetas de mortero de los apoyos definitivos. Se completó el lastrado de la dovela de pila, que no podía hacerse antes pues los gatos no podían hacer frente a la carga total y era preciso que colaboraran los apoyos definitivos.

Seguidamente se retiraron los frenos de la dovela de pila y se desplazó longitudinalmente los 10 cm que estaba retranqueada hasta llegar al borde del voladizo. Este desplazamiento se hizo ya sobre los apoyos definitivos, que se habían instalado con un preset de 10 cm. Inmediatamente después se abatió el pescante (fig. 7), se pretensaron todas las barras que lo fijaban a las 2 piezas a unir y se retiraron los gatos verticales. De esta forma quedó materializado el bloqueo, momento en el cual comenzó la soldadura.

Figura 7. Pescante de bloqueo en el momento del abatimiento sobre la dovela de pila.

Esta operación de bloqueo se hizo a primera hora de la mañana, para que la temperatura fuera aproximadamente la misma que la que había cuando se midió la longitud del voladizo y se determinó la magnitud a cortar en la última dovela. Si no se hubiera hecho así, el mamparo del tablero para el apoyo en pila habría quedado descentrado respecto al eje de esta.

3. Cierre del tablero en el vano central

3.1. Introducción

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz tiene un vano principal sobre el canal de navegación de 540 m. Para el cierre del tablero en el centro de este vano se utilizó una novedosa tecnología en España, ya implementada con anterioridad en algunos puentes atirantados con vanos de grandes luces, como el Sutong Bridge o el Edong Bridge, en el Extremo Oriente. Aquí se describe el método utilizado para el bloqueo y cierre de ambos extremos en voladizo que permitió realizar la operación, una de las más importantes en este tipo de puentes, con unos medios muy reducidos y de forma rápida, sencilla y controlada.

3.2. Descripción conceptual

Habitualmente para el cierre en clave de tableros en voladizo se procede, cuando los extremos de los 2 semitableros han llegado a la situación final y se encuentran muy próximos, a realizar un bloqueo de estos extremos de forma que se imposibiliten todos los movimientos relativos entre ambos (traslaciones y giros). Una vez fijados los extremos, y de acuerdo con la medida final del espacio entre ellos, se prepara la dovela de cierre, se instala entre los 2 extremos (con la dificultad añadida de hacerlo con los bloqueos ya dispuestos) y se suelda a los 2 semitableros. Todas estas operaciones requieren un periodo de tiempo considerable, por lo que las acciones que definen el bloqueo, según la normativa vigente, corresponden a largos periodos de recurrencia y son de gran magnitud. En nuestro caso, las grandes dimensiones del tablero y de los voladizos obligan también a que el bloqueo con este sistema sea de gran potencia. Por otro lado, la zona central del vano es donde el tablero es menos robusto estructuralmente, y si el bloqueo es importante también lo será su conexión al tablero y las necesidades de refuerzo en esta zona. Además, se necesita un largo periodo de tiempo de observaciones de los movimientos por temperatura de los 2 semitableros con el fin de determinar con la mayor precisión posible la longitud de la dovela de cierre, y también la temperatura a la que se debe realizar la operación de cierre del tablero. Debido al largo tiempo de bloqueo y soldeo de las 2 uniones de la dovela de cierre a los extremos de los semitableros, las tensiones internas permanentes que pueda originar el proceso por variaciones de temperatura pueden ser importantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

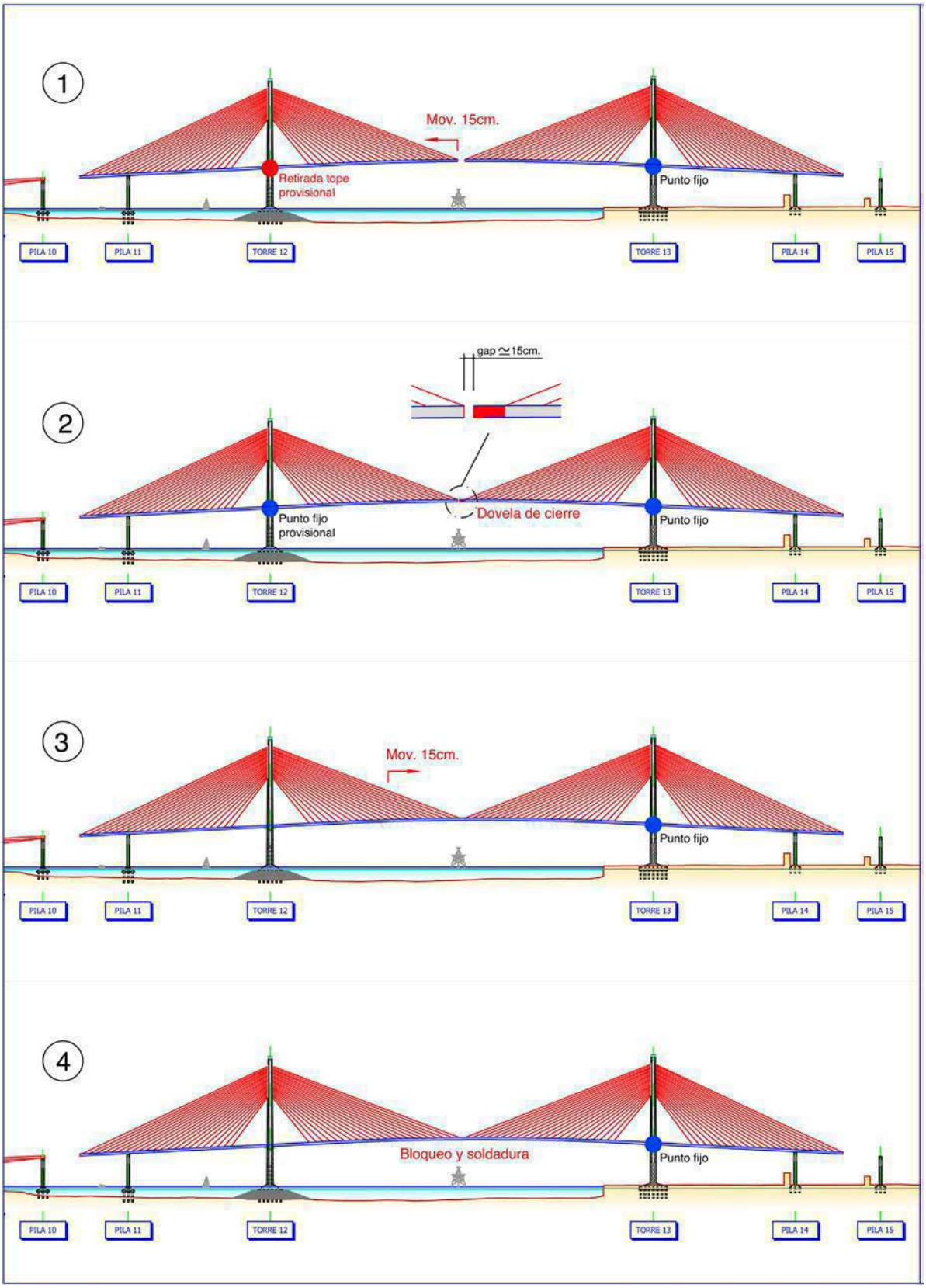


Figura 8. Sistema de movimiento y bloqueo del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

El sistema desarrollado permite, por un lado, reducir el tiempo necesario de bloqueo provisional de los extremos de ambos voladizos, con la consiguiente reducción del valor de las acciones a bloquear, y por otro, facilitar la instalación y la soldadura de la dovela del centro de vano, pudiéndola tener totalmente terminada previamente. También, con este sistema el control de la temperatura y de sus variaciones es mucho más efectivo. El sistema consiste en desplazar longitudinalmente uno de los semitableros con el fin de aumentar la separación de los extremos de los voladizos y así crear un gap de vacío adicional en su separación (fig. 8). Este espacio permite la instalación de la dovela de cierre de centro de vano con las holguras suficientes y su conexión mediante soldadura a uno de los extremos de los voladizos, dejando del otro lado un reducido espacio libre para el movimiento relativo de ambos tableros. Una vez instalada y soldada en uno de sus lados la dovela de cierre, se procede al acercamiento de los 2 extremos libres mediante un nuevo desplazamiento longitudinal de sentido contrario al anterior, y al bloqueo de ambos extremos. Este bloqueo se realiza ya con un espacio libre entre ambos extremos prácticamente nulo, pues la distancia debe corresponder al ancho de garganta de soldadura entre dovelas. El bloqueo se realiza en 2 fases: bloqueo 1 y bloqueo 2. El bloqueo 2 es el definitivo, capaz de resistir los esfuerzos totales, y el bloqueo 1 es el necesario para, con los 2 extremos ya fijos entre sí, poder realizar el bloqueo 2, que se ejecuta soldando parcialmente la unión entre dovela de cierre y dovela de extremo de tablero.

Los efectos térmicos tienen una gran relevancia en las acciones que definen los bloqueos necesarios. Para reducir en lo posible el bloqueo 1, que se concibe con barras de pretensado, se programa con un plazo de utilización muy corto y en el periodo (la noche, cuando la temperatura es más estable) en que las acciones que se necesitan bloquear sean lo más reducidas, en particular las debidas a las variaciones térmicas. En este periodo de una noche también se debe realizar el bloqueo 2. Una vez bloqueados definitivamente los 2 extremos se procede a completar la unión soldada de la dovela de cierre, dando continuidad al tablero metálico. Con este sistema se puede afirmar que la capacidad del bloqueo provisional necesario es inferior al 20% del bloqueo necesario para el caso tradicional y, además, se facilita en gran medida la instalación y la unión soldada de la dovela de cierre.

3.3. Descripción del sistema

El proceso de cierre anteriormente descrito ha tenido, en el caso del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, 3 aspectos principales que se tuvieron que desarrollar: el desplazamiento longitudinal del tablero, el bloqueo propiamente dicho y las adecuaciones a disponer en el tablero y dovela de cierre para adaptarse al sistema. También hay que considerar como parte del sistema la instrumentación térmica que se dispuso en el tablero para evaluar los esfuerzos de origen térmico para el dimensionamiento de los bloqueos.

3.3.1. Desplazamiento longitudinal del tablero

El movimiento longitudinal de apertura del cierre del tablero se realizó mediante el desplazamiento de uno de los semitableros que conforman el vano principal. En nuestro caso se procedió con el semitablero correspondiente a la pila 12, donde el tablero apoyaba con desplazamientos longitudinales libres en estado de servicio y se bloqueaba provisionalmente durante la construcción.

El sistema de movimiento se realizó mediante gatos hidráulicos horizontales instalados en las uñas de bloqueo provisional del tablero (fig. 9), que actuaban contra los lados del fuste de la pila 12. El deslizamiento se produjo con el tablero apoyado en las pilas 12 y 11, donde los apoyos sobre pilas permitían los movimientos longitudinales. La longitud a desplazar se estableció en 150 mm, que englobaba los movimientos por viento (20 mm), y los movimientos por temperatura (50 mm con una variación térmica máxima diaria de 15°). La capacidad necesaria de los gatos a utilizar se evaluó con las siguientes consideraciones.

- Fuerza necesaria para vencer el rozamiento en los apoyos (3% de rozamiento): 2.950 kN.
- Fuerza necesaria para vencer la rigidez del sistema de atirantamiento: 800 kN.
- Por desequilibrio de tirantes entre ambos lados de la pila 12: + 2.700 kN/ + 930 kN.

Figura 9. Uñas para el bloqueo provisional del tablero y sistema de gatos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

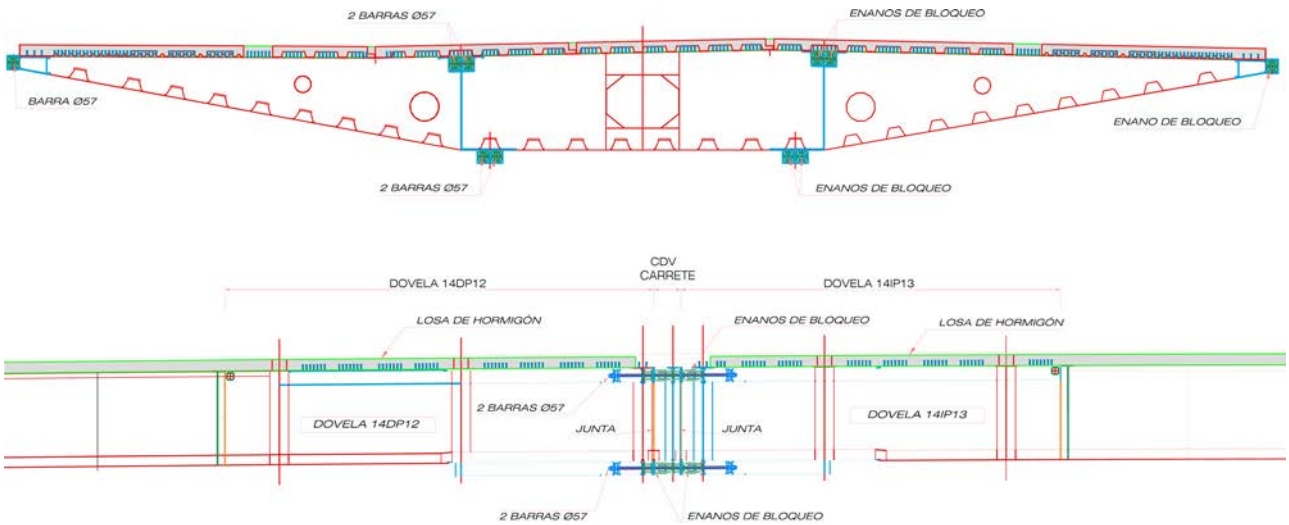


Figura 10. Sistema de bloqueo del centro del vano central.

Esta última fuerza era la que ofrecía una mayor incertidumbre, pues dependía de la precisión con que se conociera la fuerza de cada tirante en el momento del cierre de tablero. La evaluación de esta fuerza determinaba la elección de la capacidad de los gatos de empuje. También, debido a que era la que aparecía como carga en los neoprenos de los bloqueos provisionales, era la que en primer lugar había que vencer para poder descargar los neoprenos, poder retirarlos y comenzar con el desplazamiento del tablero ya sin bloqueos. Por ello, para dimensionar tanto los gatos como todo el sistema de movimiento, se tomó una holgura sobre los valores teóricos que daba el modelo de ± 1.500 kN.

Con estas fuerzas se utilizaron gatos de 6.000 kN y 100 mm de carrera para la apertura del tablero situados en el lado de Pk− de la pila (gatos para la apertura), y gatos de 4.300 kN y 150 mm de carrera para el cierre del tablero situados en lado opuesto de la pila, lado Pk+ (gatos para el cierre). Una vez desplazado el tablero había que proceder a restablecer el bloqueo temporal contra la pila 12, que se realizaba utilizando de nuevo las uñas iniciales de bloqueo provisional, y rellenando el espacio libre dejado por el neopreno con chapas contra el paramento de la pila. El bloqueo tenía capacidad suficiente para recoger las fuerzas anteriores más la fuerza debida al viento longitudinal en periodo de obra (3.280 kN). Esta operación se realizaba al final de cada uno de los desplazamientos del tablero, para mantenerlo bloqueado durante el periodo en que se trabajaba en el cierre del vano en cada una de las fases.

3.3.2. Bloqueos del tablero

Como ya se ha indicado anteriormente se establecieron 2 sistemas de bloqueo: bloqueo 1 y bloqueo 2. El bloqueo 1 se dimensionaba para una corta duración y acciones a bloquear lo más limitadas posibles. Durante el periodo que se tenía bloqueado el tablero con el bloqueo 1 se ejecutaba el bloqueo 2, que ya formaba parte de la unión soldada final entre dovela de centro de vano y extremo del semitablero, y que permitía completar posteriormente la unión sin límite de tiempo.

El bloqueo 1 estaba formado por 10 barras de pretensado de 57 mm de diámetro (fig. 10). Estas barras se disponían de la siguiente forma: una barra en cada extremo de los voladizos, 2 barras en cada una de las almas longitudinales de la unión, en su parte superior, y otras 2 en su parte inferior. Por cada una de estas barras se disponía un enano de bloqueo, especialmente diseñado para la ocasión que permitía reaccionar y bloquear esta reacción contra los extremos de las dovelas a bloquear. Además, para ayudar al enfrentamiento de las secciones en la aproximación de los tableros se instalaron centradores cónicos que igualaban los movimientos de cada extremo, cabrestantes de cadenas en vertical que aseguraban la nivelación vertical, y otros en diagonal que aseguraban el enfrentamiento transversal de las secciones. Este bloqueo se dimensionó para el periodo de una noche.

El bloqueo 2 consistió en la soldadura entre la dovela de cierre y el extremo del semitablero de 6 chapas que formaban parte de la dovela de cierre, pero que dispuestas estratégicamente podían recoger los esfuerzos de bloqueo necesarios. Estas chapas, de espesores entre 40 y 50 mm y anchos de entre 800 y 1.500 mm, se disponían, al igual que en el bloqueo 1, en los extremos de los voladizos y en la parte superior e inferior de las almas longitudinales centrales. Este bloqueo se dimensionó de acuerdo con la IAP-98 para situaciones de construcción.

Las acciones básicas, viento y temperatura, que se tuvieron en cuenta para el dimensionamiento de cada bloqueo se presentan en la tabla 1.

Los esfuerzos originados en el cierre por los efectos térmicos eran dimensionantes, tanto para el bloqueo inicial como para el núcleo resistente posterior. Los momentos flectores de eje

Tabla 1
Dimensionamiento de cada bloqueo

Acciones	Bloqueo 1	Bloqueo 2
Viento	50 km/h	169 km/h
Térmicos		
Tablero de hormigón	Ambiente	±15,9° C
Tablero de acero	±4 °C en relación al HO	±35,0° C
Torres	Ambiente	±17,8° C
Tirantes	±2 °C s/AE, ± 6 °C s/HO	+35,8/−27,8

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 11. Pieza central del carrete de centro de vano.

transversal, que eran los esfuerzos principales, tenían como origen principal el gradiente térmico en la sección del tablero (debido a las diferencias de temperatura entre hormigón y acero con inercias térmicas muy distintas) y las diferencias relativas de temperatura entre tablero y tirantes. Por el contrario, la temperatura ambiente y la variación de temperatura en los pilonos apenas tenían influencia.

3.3.3. *Disposiciones en el tablero y dovela de cierre*

La longitud de la dovela de cierre se estableció en 750 mm. Se optó por dividir la dovela en piezas. Las partes resistentes de la sección se soldaban en el bloqueo 2, y el resto de chapas se colocaban y soldaban cuando el bloqueo se hubo completado. Las piezas correspondientes a las partes resistentes, que eran las que intervenían en la operación de cierre propiamente dicho, eran los cajones de los 2 extremos de los voladizos y las 2 almas centrales (fig. 11). Además, se dispusieron refuerzos para la instalación de las barras pretensadas del bloqueo 1 y refuerzos en los extremos de los semitableros para la adecuada transmisión de las cargas del bloqueo 2.

3.3.4. *Control de la temperatura*

Para confirmar que la variación del gradiente entre acero y hormigón no superaba los ±4 °C se instrumentaron algunas secciones representativas del tablero, de forma que se pudieran conocer los valores de temperatura del acero y del hormigón

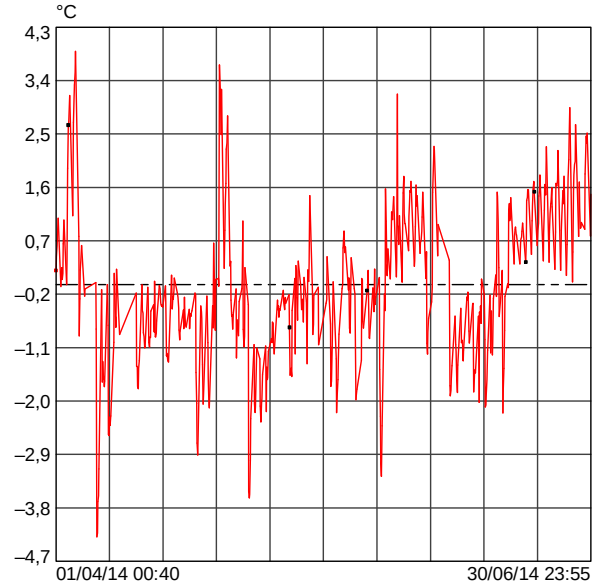


Figura 12. Variación de la diferencia de temperaturas desde el momento del bloqueo hasta el final de la franja nocturna.

y estudiar la variación de la diferencia entre ambas durante las horas del día y en diferentes épocas del año [5]. En concreto se instrumentaron 2 secciones en la pila 12 y otras 2 en la pila 13. Dentro de cada sección se situaban sondas en distintas partes del hormigón de la sección y de las zonas en acero. También se situaron sondas para medir la temperatura en el interior del tablero y en el ambiente exterior, así como en los pilonos y en los tirantes. En la figura 12 puede verse cuál era la variación de la diferencia entre las temperaturas del acero y hormigón de la sección del tablero desde el momento del bloqueo y durante la franja nocturna a lo largo de los 3 meses en los que estaba previsto que se realizara la maniobra.

De acuerdo con las medidas recogidas en la instrumentación se estableció que la franja horaria en que el gradiente de temperatura se mantenía entre los valores preestablecidos estaba entre las 22:00 de la noche y las 9:00 de la mañana. En este periodo de tiempo había que instalar el bloqueo 1 (barras pretensadas) y ejecutar el bloqueo 2 (soldadura).

3.4. *Descripción del proceso constructivo*

El proceso se inició con los 2 semitableros terminados (dejando un espacio libre entre ellos de 750 mm), los carros de izado retirados y los 2 extremos de los tableros sensiblemente bien enfrentados por la disposición adecuada de cargas en el tablero y las fuerzas de tesado de los tirantes (fig. 13). En esta posición y durante 24 h se tomaron las distancias geométricas entre los labios de las dovelas extremas para confirmar las dimensiones de la dovela de cierre y las distancias entre los enanos de bloqueo para evaluar las variaciones diarias debidas a la temperatura.

Una vez realizadas todas las comprobaciones geométricas se desplazó el tablero 150 mm para aumentar el espacio existente entre semitableros. Para ello se retiraron previamente los bloqueos provisionales de la pila 12 y se volvieron a instalar

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 13. Situación del tablero en los momentos previos al cierre del vano central.

una vez terminado el movimiento. En esta situación se instalaron las 4 piezas que conformaban la dovela de cierre, unidas mediante soldadura al extremo de uno de los semitableros. En esta posición se verificaron las alineaciones de las chapas de los voladizos y almas centrales, y de los 2 extremos de los enanos de bloqueo.

Durante la primera noche se hizo una primera aproximación provisional de ambos tableros desplazando de nuevo en sentido contrario los 150 mm. Con los 2 tableros ya aproximados en su situación definitiva, e igualados con los cabrestantes de cadenas y los centradores, se comprobó la geometría de soldadura de la unión entre dovela de cierre y extremo de tablero por si había que realizar alguna corrección, y se replantearon las cuñas de apoyo de los enanos de bloqueo dejándolas punteadas. Se comprobó, también en esta posición, que las barras de pretensado se podían enfilar sin ningún obstáculo, y que en general todo estaba correctamente dispuesto para la noche del bloqueo.

Se volvieron a separar ambos tableros 150 mm para soldar las cuñas de los enanos de bloqueo y realizar las correcciones que fueran necesarias en los bordes de las dovelas.

En la noche en que ya se realizó el bloqueo definitivo se aproximaron ambos tableros, se igualaron ambas secciones con los cabrestantes de cadenas y cargas sobre el tablero, como en la noche de prueba. A las 22:00 se iniciaron las operaciones instalando y tesando las barras del bloqueo 1, instalando los centradores de alma y de fondo. Se retiró el bloqueo longitudinal de la pila 12, pues ya había continuidad en el tablero. A continuación se inició la soldadura de las chapas del bloqueo 2, que terminaron con antelación a la hora límite establecida de las 9:00 de la mañana.

Una vez terminado el bloqueo 2 se continuó con la soldadura del resto de chapas que conformaban la dovela de cierre. Posteriormente se ejecutó la losa superior de hormigón, con lo que se terminó el cierre del tablero, dándole continuidad total entre pilas.

4. Instalación de la dovela extrema

4.1. Introducción

El extremo lado Cádiz del tablero atirantado, que apoya sobre la pila 10, se configura como un tramo de tablero de 50,00 m de longitud exento de atirantamiento. Para su instalación, dado que ya no era viable continuar con el avance por voladizos atirantados, se optó por izar desde sus 2 extremos el tramo completo con un peso superior a los 10.000 kN, incluyendo la armadura pasiva de la losa de hormigón previamente instalada en la dovela (fig. 14). Esta dovela singular quedaba apoyada en la pila 10 en un extremo y unida al tablero atirantado en el otro. La maniobra —el último izado del avance del tablero en voladizo— fue muy compleja, no solo por las dimensiones y pesos de la pieza a manejar, sino también por la singular cinemática de la dovela durante el izado, por la operación de apoyo en la pila 10, el control de las variaciones de la longitud del tablero (820 m de longitud libre) y el control de la geometría final de instalación. La maniobra constó de varias fases, no todas con continuidad en el tiempo: embarque de la dovela en pontona y transporte marítimo hasta el sitio, izado de la dovela, apoyo provisional en pila 10, cuelgue rotulado de la dovela del extremo del tablero atirantado, apoyo definitivo en pila 10, bloqueo de la unión rotulada, unión soldada al tablero, y hormigonado de la losa superior de la dovela. También, por ser la última dovela a instalar del tablero y dado que, además, el otro extremo (apoyo en pila 10) era prácticamente fijo, había que disponer de los medios necesarios para corregir todas las distorsiones geométricas (giros según los 3 ejes y

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 14. Izado de la dovela 16IP12.

desplazamientos en las 3 direcciones) acumuladas en el extremo del tablero atirantado durante su ejecución.

4.2. Descripción del sistema

El proceso de instalación de esta dovela se vio afectado por los considerables movimientos y giros de sus extremos y del final del tablero atirantado donde se colgaba, en una primera fase, la dovela a instalar. Estos movimientos venían ocasionados, por un lado, por la propia cinemática de izado, y por otro, por la magnitud de los pesos a manejar, no solo el de la dovela, sino también el del carro de izado situado en el extremo del tablero, que una vez izada y colgada la dovela del extremo del tablero atirantado, se procedía a retirar, ocasionando de nuevo importantes giros y movimientos. Por ello, el cuelgue de la dovela se concibió como una unión rotulada que admitiera los giros ocasionados durante todo el proceso. Una vez finalizada la instalación se procedió al bloqueo de la unión rotulada y al soldeo de la dovela izada al extremo del tablero atirantado. En el lado opuesto, y dado que durante el proceso se iban a producir movimientos de dilatación y los giros ya descritos, se empleó un apoyo provisional sobre gatos, que finalmente transferían la carga a los apoyos definitivos de la pila 10.

4.2.1. Izado de la dovela

Para el izado de la dovela se contaba en un extremo con unidades de izado situadas sobre la pila 10 (fig. 15), y en el otro, con el carro de izado de dovelas. En la pila 10 se utilizó un trolley de izado con 2 unidades de 5.000 kN cada una, que se instaló sobre un pórtico formado por vigas metálicas que apoyaban en su parte delantera sobre rótulas, que a su vez apoyaban sobre una gran viga transversal de apoyo sobre la cabeza de la pila. Los pórticos se sujetaban a tracción en su parte trasera a través de bielas ancladas al tramo precedente, que era el desmontable previamente instalado [6]. Estas unidades de izado conectaban directamente con los puntos de izado de ese extremo. Sobre las

Figura 15. Pórtico de izado situado sobre la pila 10 y anclado al tramo desmontable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

2 vigas del pórtico se instalaron teflones que permitían el desplazamiento longitudinal del trolley mediante 2 gatos de empuje de 420 kN de capacidad y 750 mm de carrera. La distancia a deslizar era de 3.300 mm. También se disponían gatos de empuje de 600 kN para el movimiento necesario en el ajuste transversal (±150 mm).

En el extremo del tramo atirantado se situaba el carro de izado (fig. 14), que ya había sido utilizado para la instalación de las dovelas tipo en el avance en voladizo del tablero atirantado. Este carro disponía de 4 unidades de izado de 2.000 kN que, mediante los balancines de regulación longitudinal que se habían empleado en todos los izados tipo, pero dados la vuelta, se conectaban a las 2 orejetas de izado del extremo correspondiente de la dovela. La disposición de las 4 unidades de izado en 2 trolleys paralelos permitía también el movimiento longitudinal del cuelgue de la dovela sincronizado con el correspondiente en la pila 10.

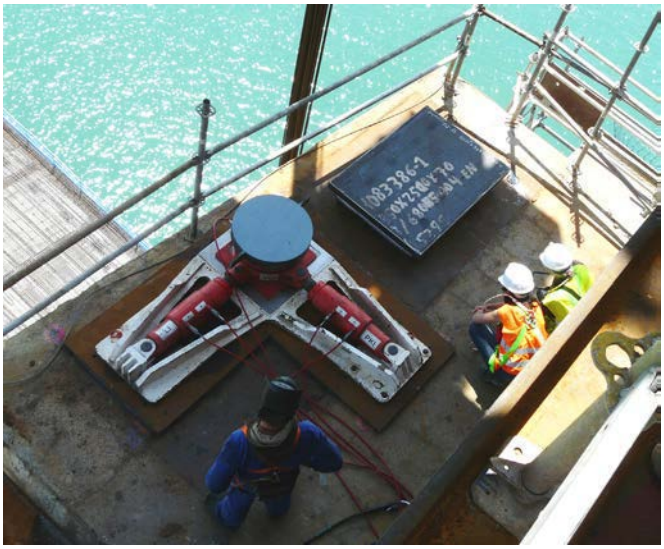


Figura 16. Cabeza de la pila 10.

4.2.2. *Apoyo provisional en la pila 10*

Para el apoyo provisional del extremo de la dovela en la pila 10 se utilizaron los gatos deslizantes de 6.000 kN de capacidad, ya utilizados para la instalación de las dovelas «0» en los pilonos, y en la operación del paso por pilas del tablero [4]. Estos gatos se apoyaban en una base de acero inoxidable, sobre la que deslizaban, y disponían de gatos horizontales de doble efecto, de 600 kN de capacidad y 150 mm de carrera, situados en 2 direcciones perpendiculares que servían para situarlos con precisión en planta y bloquear posteriormente sus movimientos horizontales (fig. 16). La utilización de estos gatos permitía apoyar provisionalmente el tablero en la pila 10 con regulación longitudinal, de forma que se pudiera realizar el embulonado de la rótula de cuelgue de la dovela en el otro extremo. Además, una vez situada longitudinalmente la dovela, permitían también bloquear los movimientos longitudinales del extremo de la dovela sobre la pila 10 para poder terminar de conformar los apoyos definitivos sobre esta pila. Esta última operación se realizó con el extremo del lado del tablero atirantado colgado de las unidades de izado del carro y sin conexión rotulada entre ambos extremos, de forma que los movimientos longitudinales del tablero atirantado eran absorbidos por pequeños giros de los cables de cuelgue.

4.2.3. *Unión rotulada al extremo del tablero*

Para la unión rotulada con el extremo del tablero atirantado se utilizó un carrete de 500 mm de longitud. En cada una de las 2 almas longitudinales se disponía de un pescante instalado en el extremo del tablero que salvaba en voladizo la longitud del carrete y conectaba, mediante unión rotulada, a la orejeta de cuelgue en el extremo de la dovela a instalar (fig. 17). Los bulones de ambas uniones se situaban en un mismo eje horizontal, de forma que la unión permitía giros alrededor de este eje. Cada bulón, de 145 mm de diámetro, tenía una capacidad de 3.800 kN. Tanto el pescante como las orejetas se unían al tablero mediante barras pretensadas de 57 mm de diámetro. Para situar correctamente el extremo del tablero en la pila 10 se había previsto la posibilidad de corregir la situación de esta última dovela, dando un quiebro en planta respecto al extremo del voladizo atirantado mediante un giro de eje vertical en la unión rotulada. Para ello la unión con barras pretensadas de las orejetas se diseñó con taladros rasgados, de forma que se pudiera regular su situación con movimientos de ±35 mm creando un giro de eje vertical y, por tanto, desplazando transversalmente de forma apreciable el extremo opuesto de la dovela sobre la pila 10.

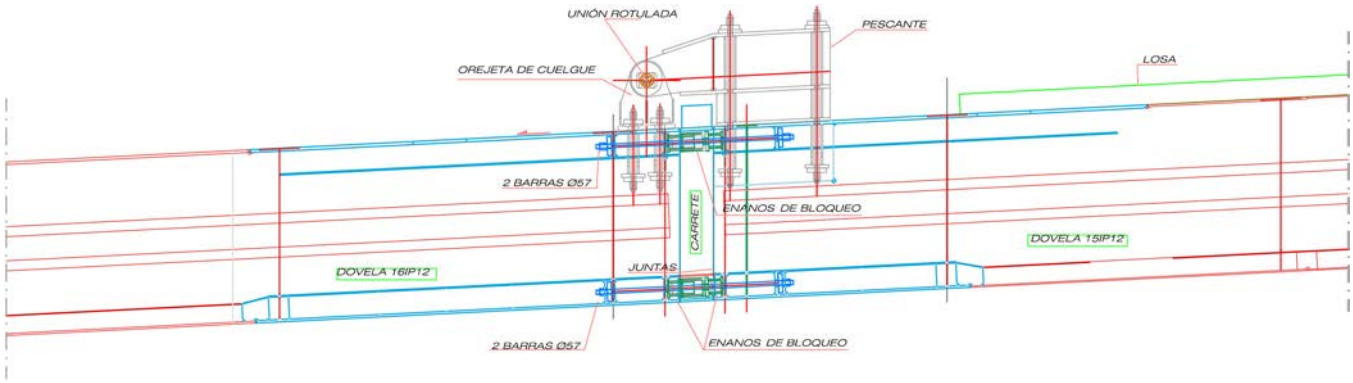


Figura 17. Pescante de cuelgue y sistema de bloqueo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Por otro lado, y dada la importancia de las acciones del viento horizontal sobre la dovela durante su instalación, se liberó el empotramiento de eje vertical de la unión rotulada con el rasgado de uno de los bulones, dejando el otro fijo y permitiendo el pequeño giro de eje vertical que las acciones citadas demandaban.

4.2.4. Apoyo definitivo en la pila 10

La dovela se izaba con los apoyos definitivos instalados en la base de la dovela. Los apoyos estaban dotados de las cuñas necesarias para absorber la pendiente longitudinal, la contraflecha de fabricación y el giro que se produciría por el peso propio de la dovela cuando apoyara en la pila. Todo ello con el fin de que la base de la cuña quedara según la rasante final en el momento de la instalación. Además, para recoger las posibles diferencias geométricas entre lo teórico y lo realmente ejecutado, se previó inyectar resina entre la base de la cuña y la chapa de apoyo en la cabeza de la pila. Para situar con precisión los apoyos definitivos en relación a la pila 10, y al extremo del tablero desmontable apoyado también en esta pila, se contó con la ayuda de los gatos deslizantes ya descritos en el apartado 2.2. Los apoyos definitivos contaban con capacidad de giro suficiente para absorber los giros de instalación debido a los importantes movimientos del extremo del tablero atirantado durante todo el proceso.

4.2.5. Sistema de bloqueo y conexión de la dovela con tablero atirantado

Para permitir la unión soldada de los 2 extremos, dovela izada y tablero atirantado, había que proceder a bloquear los movimientos relativos entre ambos extremos. El sistema previsto era similar al proyectado para el centro de vano: un primer bloqueo que permitiera ejecutar el bloqueo finalmente necesario en un corto plazo de tiempo. El bloqueo 1 se realizaba mediante 10 barras de pretensado de 57 mm de diámetro, tesadas contra unos enanos de bloqueo diseñados especialmente para esta ocasión (fig. 17). Estas barras se disponían en los extremos del tablero y en las alas superior e inferior de sus almas longitudinales. El bloqueo 2 se realizaba mediante una serie de chapas soldadas entre los 2 extremos a unir, formaban parte del carrete de unión y que, con una longitud de 500 mm, se rigidizaban convenientemente para evitar su pandeo una vez soldadas. La instalación del bloqueo 2 se planificaba para realizarla en el plazo de una noche buscando el momento de menor variación de temperatura y por tanto de menor modificación del gradiente térmico, con el fin de minimizar la capacidad necesaria para el bloqueo 1. Una vez ejecutado el bloqueo 2 se procedía a completar la unión soldada del carrete a ambos extremos del tablero a unir.

4.2.6. Sistemas de corrección geométrica del extremo del tablero atirantado

En la operación de apoyo del tablero en la pila 10 había que realizar simultáneamente las correcciones geométricas finales, que provenían por un lado de los errores acumulados en la construcción del tablero atirantado y, por otro, de la correcta nivelación con el extremo del tablero desmontable ya instalado. Estas correcciones se realizaban bien en la unión con el tablero atirantado, o bien directamente en el apoyo sobre la pila. Se dispusieron las siguientes posibilidades de regulación:

Giro de eje vertical. Las diferencias en giro de eje vertical del extremo del tablero atirantado se traducían en desplazamiento transversal en planta del extremo del tablero sobre la pila 10. La regulación se realizaba con los gatos de apoyo provisional desplazándolos transversalmente y absorbiendo el giro en el extremo opuesto mediante los dispositivos ya indicados en la unión rotulada.

Giro de eje longitudinal. Este giro provenía de la deformada transversal del extremo del tablero atirantado. Para apoyar correctamente el tablero en la pila 10, la corrección se podía absorber de distintas formas: mediante ligera torsión de la dovela a instalar, o mediante regulación de la fuerzas de tesado en los tirantes extremos.

Giro de eje transversal. El giro de eje transversal se producía en la unión de dovela y tablero atirantado y era absorbido por el carrete de unión.

Desplazamiento vertical del tablero. Se corregía mediante la nivelación en pila 10 con los gatos de apoyo. Estas correcciones originaban un giro de eje transversal en la unión rotulada que era absorbido por el carrete de unión.

Desplazamiento transversal del tablero. También se corregía con los gatos de apoyo, originando un giro de eje vertical en la unión rotulada.

Desplazamiento longitudinal del tablero. La longitud del tablero se corregía sucesivamente en las uniones de las últimas dovelas instaladas. Las diferencias finales se absorbían en el apoyo definitivo de la dovela sobre la pila, que admitía desplazamientos sobre la pila de hasta 100 mm.

4.3. Descripción del proceso constructivo

El proceso constructivo se inició en la zona de instalaciones en tierra, donde se procedió al pesaje de la dovela a izar mediante células de carga, para determinar su peso y la posición del centro de gravedad con exactitud. A continuación se realizó el embarque de la dovela en la pontona para su transporte marítimo. Para esta operación se emplearon carros multirruedas de 2 líneas de 20 ejes (SMPT). El embarque se realizó introduciendo progresivamente los ejes de las plataformas en la pontona y lastrando esta de forma que se pudieran controlar sus escoras y mantenerla nivelada con el cantil del muelle. Una vez situada la pontona en la zona de operaciones, próxima a la pila 10, se fondeó y, mediante cabrestantes, se posicionó con precisión en planta para la maniobra de instalación de la dovela.

Dado que el izado no se podía realizar en la posición definitiva en planta de la dovela, pues su extremo debía apoyar en la pila 10, la maniobra se realizó con la dovela desplazada longitudinalmente liberando la pila. Posteriormente se giró en el aire lo suficiente para que su extremo sobrepasase la cabeza de la pila en altura, y se desplazó longitudinalmente para que el extremo quedara sobre la cabeza de la pila (fig. 18). Deshaciendo el giro en el aire, la dovela quedó alineada con el tablero y en situación de realizar la conexión rotulada y el apoyo sobre la pila 10. Esta complicada cinemática de izado se realizó con los equipos

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

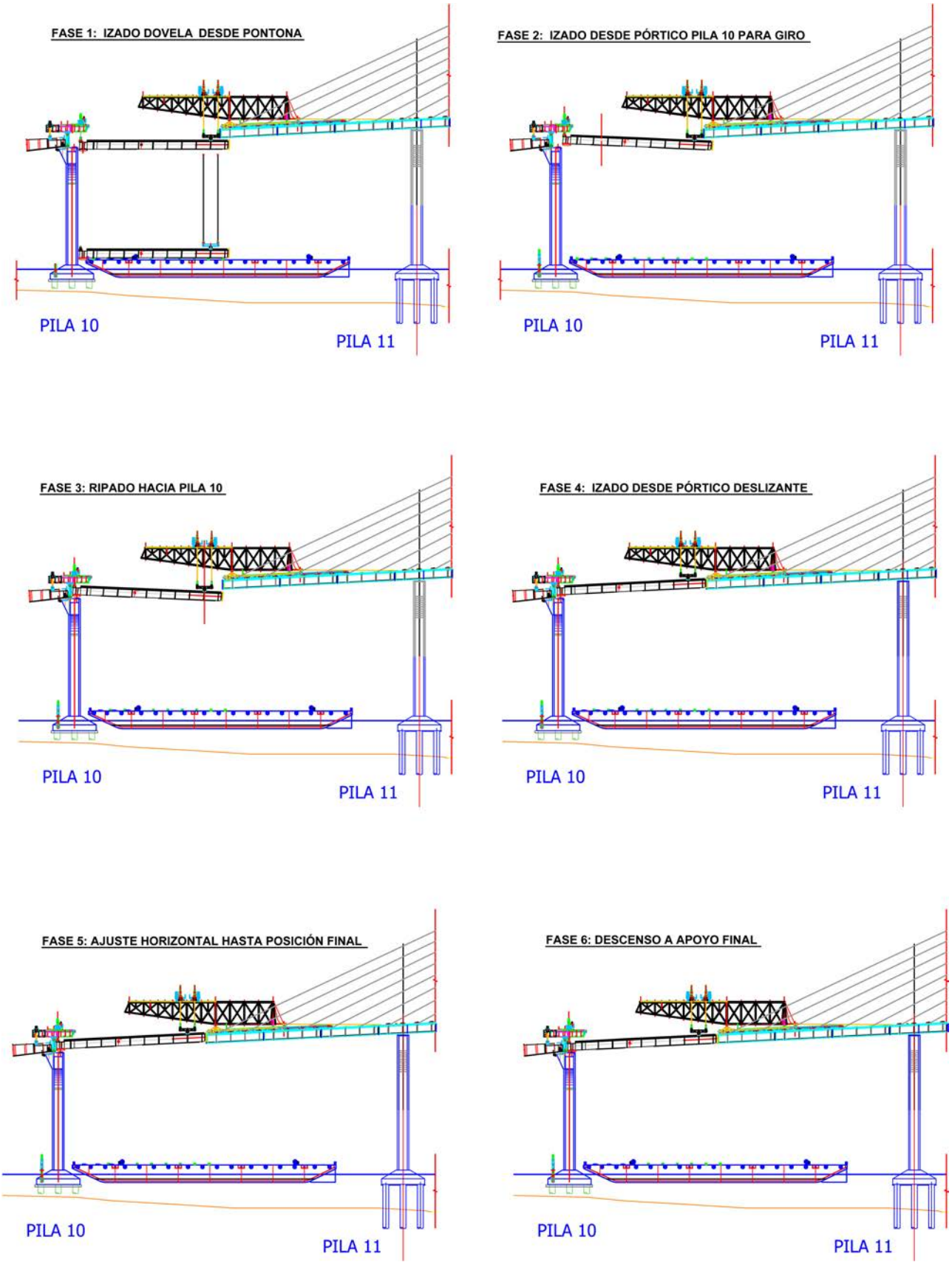


Figura 18. Cinemática de colocación de la dovela extrema.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

ya descritos, y con gran precisión, dadas las escasas holguras geométricas de las que se disponía.

Ya con la dovela izada en esta posición, se procedió a situarla con exactitud, tanto en relación con la unión rotulada en el extremo del tablero atirantado, como en su apoyo en la pila 10. Todas las operaciones necesarias se realizaron con temperatura controlada y con la menor variación térmica posible, para lo que se utilizaron preferentemente las noches. En la primera noche se situó el extremo sobre la pila 10, posicionando las peanas de los apoyos definitivos y comprobando la correcta situación de los gatos de apoyo provisional. Para ello, y con el fin de eliminar los errores longitudinales en planta, se instaló provisionalmente el bulón de la unión rotulada con la dovela todavía colgada del carro de izado, de forma que el extremo de la dovela sobre la pila 10 se situaba con precisión en su posición definitiva. Así se podían ubicar las peanas bajo los apoyos definitivos, ya instalados en la dovela, tanto en planta como en altura. En esta posición se procedió a descargar la dovela sobre los gatos de apoyo provisional de la pila 10, liberando de carga el pórtico de izado. Se bloquearon los movimientos longitudinales y transversales de los gatos y, por tanto, del extremo de la dovela. En esta situación también se comprobó la correcta situación (basas y barras de pretensado) de la unión rotulada en relación con los extremos de las dovelas a unir. Una vez se realizaron estas comprobaciones se retiró el bulón de la unión rotulada, pues no tenía capacidad suficiente de resistir las cargas que ocasionaban las dilataciones térmicas del tablero con el extremo fijo en la pila 10.

Al día siguiente se procedió a completar las basas de los apoyos definitivos, rellenando con mortero de resina el espacio vacío entre su cuña inferior y la cabeza de pila, que resultaba de la previa regulación en altura del extremo de la dovela. También se completó la unión soldada y pretensada de la orejeta de la unión rotulada en el extremo contrario.

En la noche siguiente, con una temperatura próxima a la de la noche anterior, se procedió a pretensar y soldar la unión al tablero del pescante de la unión rotulada, liberar los movimientos longitudinales de la dovela sobre la pila 10 desbloqueando los gatos en esa dirección, y completar la unión rotulada con la instalación del bulón. En esta situación, en el extremo de la pila 10 se descargaron los gatos parcialmente transfiriendo carga a los apoyos definitivos, y se inició la soldadura entre apoyo definitivo y peana. Cuando esta soldadura llegó a una cantidad ya previamente evaluada se terminó de transferir toda la carga de los gatos a los apoyos definitivos y se completó la soldadura.

Una vez transferida toda la carga en la pila 10, se soltó la carga del carro de izado en el extremo opuesto de forma que la carga pasó por completo a la unión rotulada.

Completada esta parte de la instalación de la dovela, se retiró el carro de izado del extremo del tablero atirantado produciéndose una importante elevación de este extremo y, por tanto, un giro en la unión rotulada. A partir de este momento se retesaron los tirantes de esa zona del tablero y se procedió ya al bloqueo y a la soldadura de la dovela con el extremo del tablero atirantado mediante el sistema descrito anteriormente. Dado que en esta unión se había previsto un carrete de 500 mm de longitud que recogiera las posibles diferencias con los giros y movimientos teóricos durante todo el proceso, se pasó a enfrentar adecuadamente los 2 extremos a unir. Para ello se corrigieron las deformadas transversales con dispositivos hidráulicos instalados en los extremos de los voladizos de los tableros para anular sus diferencias y se midieron durante 24 h las distancias entre ambas caras para determinar la longitud de cada chapa del carrete. El proceso de bloqueo fue similar al realizado para el centro del vano, utilizando las noches para medir la geometría de la unión, comprobar geométricamente el bloqueo 1 y ejecutar ambos bloqueos (1 y 2).

Una vez completada la unión soldada de ambos extremos, se procedió al hormigonado del lastre sobre la pila 10 y de la losa superior de la dovela en 2 fases: zona central y extremos.

5. Conexión del tramo atirantado con el viaducto de hormigón

La conexión del tramo atirantado con el viaducto de acceso desde Puerto Real es la última de las maniobras singulares que se acometieron durante la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz. La conexión entre estos 2 tramos tan claramente diferenciados se produce sin solución de continuidad. Es decir, sin junta de dilatación, por lo que la unión debe dar continuidad estructural a los 2 puentes, conectando la sección mixta del tramo atirantado con la sección de hormigón pretensado del viaducto de acceso a Puerto Real [7].

La conexión entre el tramo atirantado y el tramo de hormigón está situada a 18,75 m de la pila 15, dentro del último vano del tramo atirantado.

Para materializar la unión se diseñó una dovela de transición (17DP13) de 10 m de longitud y ancho completo, que queda embebida en la sección de hormigón y a la que se ancla el

Figura 19. Dovela de transición (17DP13) en la campa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

pretensado del tramo, que se suelda posteriormente a la sección metálica del tramo atirantado (fig. 19).

5.1. Proceso constructivo

Dado que el ritmo de ejecución de cada uno de los tramos estuvo sujeto a distintas y variadas vicisitudes, cuando ambos llegaron a la zona de unión lo hicieron en situación diferente a lo que se había considerado en proyecto. Para no penalizar el plazo de la obra, fue necesario adaptar el proceso constructivo del final de cada uno de los tramos para ejecutar la unión sin retrasar el ritmo de ninguno de ellos y considerando la resistencia de las estructuras ya ejecutadas, especialmente el núcleo de la sección de hormigón del viaducto de acceso. Fue preciso, por tanto, definir una nueva secuencia constructiva para las últimas fases del viaducto de hormigón y la conexión entre ambos que diera lugar a unas leyes de esfuerzos compatibles con la resistencia de las secciones ya ejecutadas.

El proceso constructivo que finalmente se llevó a cabo, y que fue el resultado de optimizar al máximo los recursos existentes y la resistencia de los tramos ya ejecutados, fue el siguiente:

1. Hormigonado del núcleo de la sección de hormigón hasta la penúltima fase.
2. Colocación de la dovela de transición (17DP13) sobre la cimbra (fig. 20).
3. Hormigonado de la última fase del núcleo de la sección de hormigón y pretensado de construcción anclándolo contra la dovela de transición (fig. 21).
4. Sin importar en qué etapa estaba el carro de alas que ejecutada los voladizos de la sección de hormigón en segunda fase, traslado del carro de alas hasta la pila 15 (fig. 22).
5. Ejecución de las 2 fases de voladizos desde la pila 15 hasta la dovela de transición.
6. Traslado del carro de alas hasta la pila 16 y ejecución de las fases de voladizos del vano comprendido entre las pilas 15 y 16 (fig. 23).
7. Izado y soldadura de la última dovela del tramo atirantado (fig. 24).

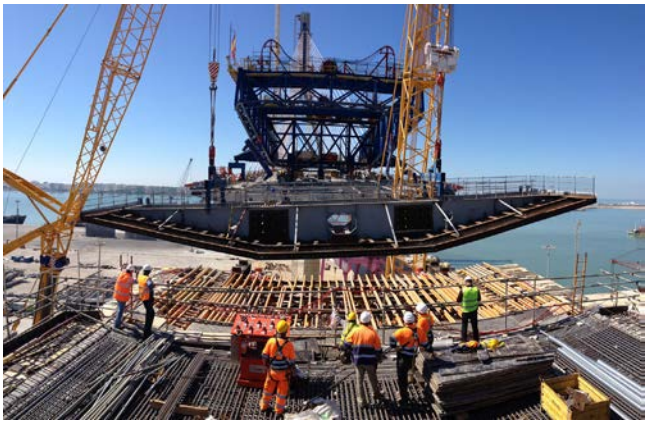


Figura 20. Colocación de la dovela de transición (17DP13) sobre la cimbra.

8. Conexión del tramo atirantado con el de hormigón.
9. Hormigonado de la losa superior de la última dovela del tramo atirantado.
10. Ejecución de los voladizos que habían quedado sin hormigonar entre las pilas 16 y 17, cuando el carro de dovelas se trasladó a la pila 15.
11. Introducción del pretensado de servicio del viaducto de hormigón.

5.2. Descripción de la maniobra

La maniobra de conexión entre los 2 tramos comenzó realmente con el izado y la colocación de la dovela de transición (17DP13) en su posición definitiva, a 18,75 m del eje de la pila 15. Esta pieza tenía un peso de 1.900 kN, incluidos todos los elementos auxiliares necesarios para su izado y posterior bloqueo con el tramo atirantado, por lo que debía instalarse en un momento concreto de la secuencia constructiva del viaducto de hormigón.

Como esta pieza metálica iba a hormigonarse conjuntamente con la última fase del núcleo de la sección del tramo de hormigón, se izó con 2 grúas y se depositó sobre la cimbra porticada que estaba empleándose en la ejecución del núcleo de la sección del tramo de hormigón (fig. 25). Al igual que

Figura 21. Dovela de transición (17DP13) con el tramo de núcleo ferrallado, previo al hormigonado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 22. Carro de alas situado sobre la pila 15 para ejecutar los voladizos de la sección hasta la dovela de transición.

Figura 23. Carro de alas situado sobre la pila 16 para ejecutar los voladizos de la sección del vano 15-16.

en las maniobras descritas anteriormente, y para conseguir el posicionamiento correcto de las piezas, esta dovela se depositó sobre el mismo sistema de gatos que se habían empleado anteriormente y que permitían el movimiento en las 3 direcciones del espacio. Estaban colocados sobre la cimbra, de forma que la dovela de conexión se orientó, no tanto en su posición teórica, sino en la posición que haría viable la unión con el voladizo del tramo atirantado. Para asegurar la correcta alineación de chapas y gaps, esta dovela de transición y la última dovela del tramo atirantado se habían montado en blanco.

En el voladizo del tramo atirantado se izó la última dovela, 16DP13, que tenía la singularidad de tener una longitud superior

Figura 24. Colocación de la última dovela del tramo atirantado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 25. Izado y colocación de la dovela de transición (17DP13).

a la estándar, 27 m (fig. 24). Para la colocación de esta dovela se siguió un procedimiento diferente al empleado en las otras dovelas, pues se orientó de forma que se reprodujera el montaje en blanco, no con la dovela precedente, sino con la dovela de transición, situada en el extremo del tramo de hormigón, y con la que se tendría materializar la unión entre tramos.

La situación de los 2 tableros en el momento previo a la conexión era:

- Estructura del tramo atirantado terminada, pero con la última dovela (16DP13) sin losa superior de hormigón.
- Tramo de hormigón con la sección del núcleo terminada.
- Voladizos de la sección del tramo de hormigón ejecutados, salvo los del vano comprendido entre las pilas 16 y 17.

Según el proceso constructivo, para acometer esta unión era preciso que los 4 carros de izado de dovelas, que constituían una carga muy importante, estuvieran ya retirados.

La maniobra completa de conexión entre tramos, desde el momento en que se colocaba la dovela 16DP13, iba a durar varios días. El punto fijo del tablero atirantado estaba en la pila 13, es decir, a más de 300 m de la sección de unión, mientras que en el tablero de hormigón se habían colocado bloqueos longitudinales provisionales en las pilas 21, 22 y 23, a más de 450 m de la conexión entre tramos. Para permitir las deformaciones longitudinales de los 2 puentes debido a las acciones térmicas, reológicas y de viento longitudinal, se dejó una separación longitudinal de 50 cm entre ellos, y se diseñaron todos las uniones temporales de forma que se permitiera el desplazamiento longitudinal relativo entre los bordes a unir.

El primer problema que se planteaba era la diferencia de cota entre el extremo del voladizo metálico del tramo atirantado y la dovela de transición, situada al final del tramo de hormigón. Pero además de la diferencia de cota absoluta, había que resolver la diferente deformación transversal de los bordes de las piezas a unir, pues la dovela de transición no tenía apenas deformación por estar conectada a una estructura muy rígida, mientras que el borde del voladizo del tramo atirantado presentaba una curvatura muy importante pues pertenecía a una estructura muy flexible.

Para resolver el problema de la diferencia de cota se diseñaron unas vigas cajón metálicas que, situadas en los bordes del voladizo del tramo atirantado, hacían reacción con unos gatos sobre la dovela de transición hasta que los extremos de los 2 tramos quedaban al mismo nivel (fig. 26). Estas vigas se apoyaban en los 2 últimos diafragmas del tramo atirantado, separados 5 m, y

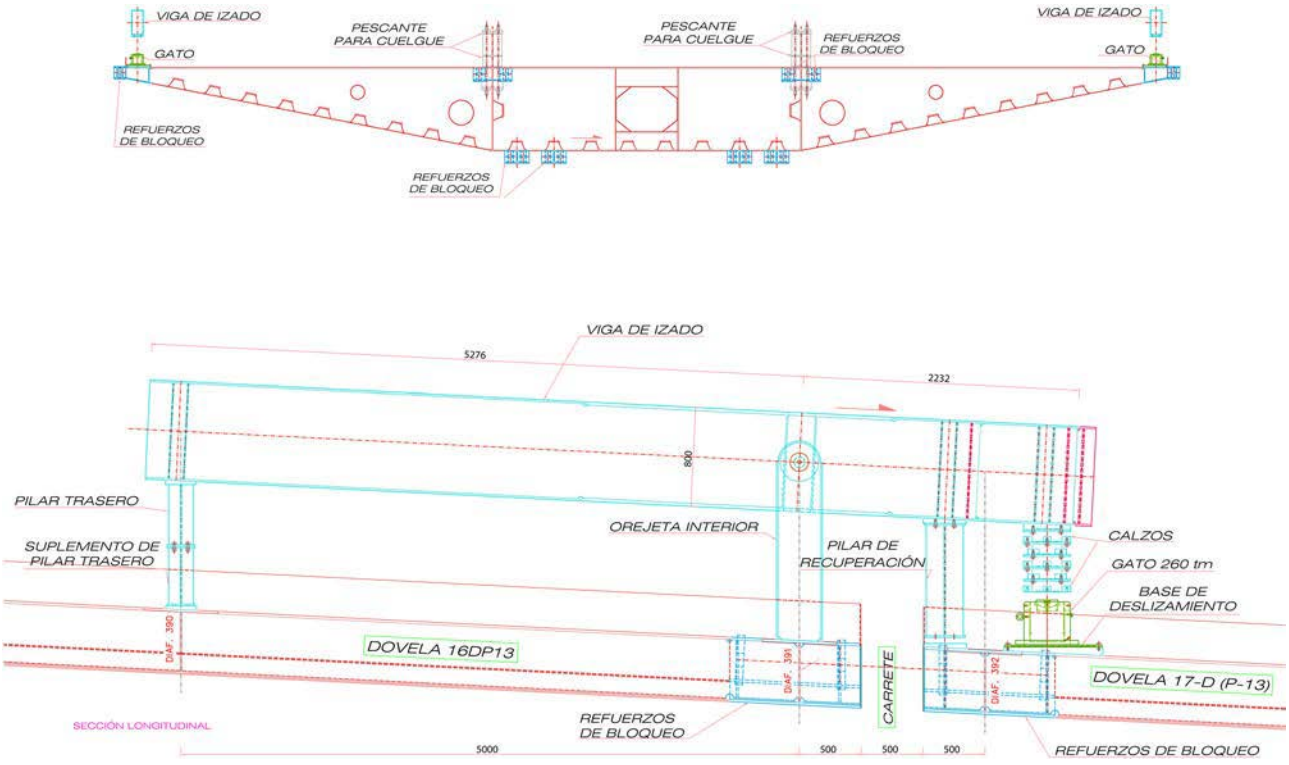


Figura 26. Pescante para cuelgue del extremo del tramo atirantado de la dovela de transición (17DP13).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

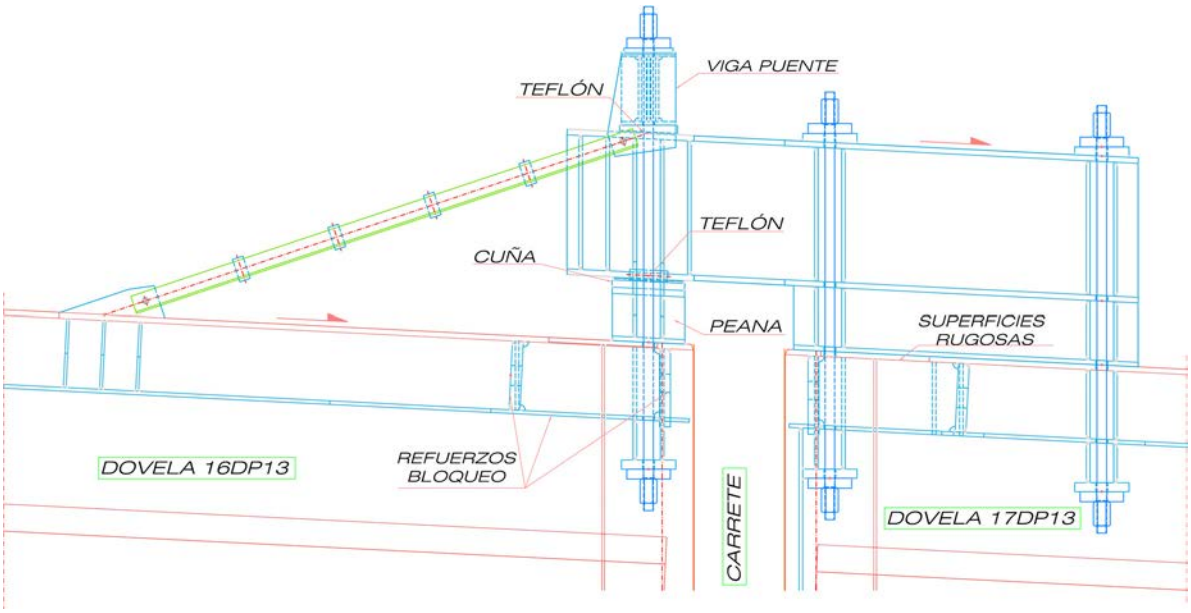


Figura 27. Vigas de izado empleadas, en primer lugar, para igualar cotas y posteriormente para igualar deformadas transversales.

tenían un voladizo de algo más de 2 m que permitía el apoyo y la reacción contra el borde de la dovela 17DP13, gracias a los gatos que sobre esta se disponían. Este sistema permitía el desplazamiento longitudinal relativo entre los bordes a unir gracias a la base deslizante sobre la que se apoyaba en gato de reacción, y salvaban el hueco de 500 mm que se había dejado entre ambas por las razones ya expuestas.

Para alinear transversalmente los bordes a unir, se dispusieron unos *pull-lifts* cruzados en la parte superior de las 2 piezas a unir, sobre los que se actuaba simultáneamente al izado.

Una vez igualadas las cotas y la flecha en planta (transversal), se colgaba el voladizo metálico del tramo atirantado de unos pescantes metálicos situados sobre las almas del cajón central de la dovela de transición (fig. 27) y se instalaban los calzos transversales que permitían soldar un tope transversal entre las dovelas a unir para fijar la posición relativa entre ambas. Estos pescantes eran 2 vigas metálicas que se empotraban en la dovela 17DP13 con 2 líneas de barras pretensadas de Ø47 mm, con un voladizo en el que se «colgaba» el extremo del tramo atirantado y salvaba los 50 cm de separación que había entre los bordes a unir. El cuelgue se hacía mediante una «viga puente» que se anclaba al extremo del tramo atirantado con barras pretensadas, que daba una gran libertad a la hora de fijar la posición relativa entre los 2 extremos a unir debido a las deformaciones longitudinales de cada estructura. Además, se permitía el deslizamiento longitudinal gracias a la lámina de teflón que se interponía entre la viga puente y el pescante. El cuelgue del extremo del tramo atirantado de las 2 vigas pescantes situadas en la dovela de transición permitía también corregir la diferencia entre los giros de torsión de las secciones a unir interponiendo los calzos necesarios bajo la base de cada uno de los pescantes.

Con el cajón central de las 2 secciones a unir ya fijado y con sus chapas alineadas, se abordaba el problema de la diferente deformación transversal de los bordes [8]. Para ello se actuaba con las vigas de izado y los mismos gatos situados en los bordes de la sección que se emplearon para igualar la cota, actuando hasta que las 2 secciones quedaban alineadas (fig. 26). En ese momento se enhebraban las barras de bloqueo de los enanos, al igual que en las otras maniobras de cierre, y con los 2 tramos ya bloqueados, se definía la geometría exacta de las chapas del carrete de unión que cerraban el hueco de 50 cm que se había dejado entre los bordes a unir, y se procedía a la soldadura.

Aunque el sistema diseñado permitía el movimiento relativo longitudinal entre los bordes a unir, toda la maniobra se hizo de noche para reducir estos movimientos, pues la estabilidad térmica es mucho mayor.

La noche antes de la maniobra se hizo un izado de prueba para comprobar que las chapas a unir estaban alineadas, que las barras podían enfilarse, que el asiento de los enanos de bloqueo era el adecuado y se definieron las cuñas de apoyo de los enanos. De esta forma, la noche de la maniobra definitiva no hubo sorpresas y se procedió al bloqueo sin ninguna incidencia.

Cuando se alcanzó el 50% de la carga de tesado en las barras de los enanos de bloqueo, se retiraron los bloqueos longitudinales provisionales del tramo de hormigón para que el puente completo trabajara ya con un único punto fijo situado en la pila 13.

Tras la soldadura del carrete, tal y como indicaba el proceso constructivo, se hormigonó la losa superior del tramo atirantado que faltaba por ejecutar (la de la dovela adyacente a la conexión), se hicieron los voladizos restantes del viaducto de hormigón y, por último, se introdujo el pretensado de servicio que faltaba.

5.3. Descripción del bloqueo

Los esfuerzos que solicitaban el bloqueo eran, en este caso, algo diferentes a los que había en el cierre del vano central o en la instalación de la dovela extrema. Por una parte, los térmicos eran considerablemente menores, pero por otra, había que considerar, en esta ocasión, los esfuerzos derivados del rozamiento de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

teflones. Dado que estos últimos no podían reducirse acotando la duración de la maniobra, o eligiendo una determinada ventana de tiempo, se decidió, en este caso no recurrir a la consideración de un bloqueo 1 y un bloqueo 2.

En esta ocasión, por tanto, el bloqueo con barras pretensadas era capaz de hacer frente a las acciones totales que la IAP considera en situaciones constructivas, por lo que la sección de unión podía soldarse sin limitación de tiempo.

El bloqueo estaba formado por 14 barras Ø65 de acero Y1035, tesadas a 1.800 kN/barra, 12 en el cajón central y una en cada uno de los extremos de la sección (fig. 27). El tesado se realizaba contra enanos Ø273 × 30 de acero S355, que bloquean los bordes de las secciones a unir.

Bibliografía

[1] C. Lucas Serrano, L. Peset González, J. de los Ríos de Francisco, J.M. Morejón López, La construcción del tramo atirantado del puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Madrid, 2014, pp. 327–328.

[2] C. Lucas Serrano, V. Jiménez Aguadero, J. Manterola Armisén, A. Martínez Cutillas, M. Martín Gómez, J.A. Navarro González-Valerio, Descripción del proceso constructivo del tramo atirantado del puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011, pp. 463–464.

[3] C. Lucas Serrano, J.A. Navarro González-Valerio, Proceso constructivo del tramo a atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 101–109.

[4] J.L. Castro Rubal, J. de los Ríos de Francisco, J. Arroyo Márquez, J.L. Salamanca García, Medios auxiliares empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 173–183.

[5] D.E. Puchol, V. Celis, Instrumentación, monitorización y análisis del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 261–266.

[6] F. Espinosa de los Monteros Churruca, A. Martínez Cutillas, El tramo desmontable del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 209–219.

[7] J. Pascual Santos, D. Pajuelo Gallardo, B. Mendizábal del Arco, A. Carnerero Ruiz, Construcción del viaducto de acceso desde Puerto Real del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 221–234.

[8] C. Lucas Serrano, J. de los Ríos de Francisco, J.L. Martínez Martínez, G. Farkas, Corrección de la deformación de las seciones en el izado de las dovelas del Puente Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011, pp. 193–194.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):143–158

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Geometric control of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Juan Antonio Navarro González-Valerio [a,*] y Conchita Lucas Serrano [b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado, S. L., Madrid, España*
[b] *Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, Dragados, S. A., Madrid, España*

Recibido el 30 de noviembre de 2015; aceptado el 21 de marzo de 2016
Disponible en Internet el 11 de junio de 2016

Resumen

El control geométrico de los puentes construidos por avance en voladizo es siempre complejo; en este caso agravado por la gran flexibilidad de la estructura, peso y dimensión de las dovelas izadas y configuración de la sección transversal del tramo atirantado. Las incertidumbres añadidas a la geometría obtenida en el tablero y en la torre se pueden ajustar perfectamente, siempre que se lleve a cabo un control exhaustivo de todos los elementos a lo largo de todo el proceso de construcción. La filosofía seguida se basó en un montaje en blanco detallado de las dovelas en campa, que se reproducía y comprobaba en altura mediante la verificación de un ángulo relativo al tablero ya construido, planteando en cada situación los ajustes necesarios para eliminar las desviaciones obtenidas. Para el control geométrico en las uniones con el resto de tableros construidos se estableció un protocolo más detallado para ajustar las precisiones a tolerancias de soldadura.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Control geométrico; Atirantado; Montaje en blanco; Ángulo relativo; Izado dovelas

Abstract

Geometric control of bridges erected using the balanced cantilever method is always complex. In this case, this has been compounded by the great structural flexibility, weight, and dimensions of the erected segments and the cable-stayed cross-section scheme.

These uncertainties, added to the process of obtaining the geometry of the tower and deck, can be fully adjusted if an exhaustive control of all bridge elements is performed throughout the entire construction sequence.

The rationale was based on the detailed prior segment assembling in the dockyard, and its positioning using an angle relative to the previously erected deck, establishing some adjustments to eliminate the calculated deviations. A special procedure was established for the geometric control of the joints between different decks in order to adjust precisions to welding tolerances.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Geometric control; Cable-stayed; Prior segment assembling in dockyard; Relative angle; Segments erection

1. Planteamiento inicial

El control geométrico de los puentes de gran luz es un problema de gran complejidad [1–3], principalmente debido a la magnitud de los movimientos producidos durante el proceso constructivo comparados con las precisiones requeridas, tanto para poder cerrar el puente entre las distintas partes constructivas como para el tránsito posterior del tráfico. La presencia de tirantes permite modificar la geometría para ajustarla a las tolerancias previstas. Sin embargo, todo este proceso de previsión de geometría, comprobación de la misma y planteamiento de ajustes es un proceso intenso y complejo que requiere análisis

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: janavarro@cfcsl.com (J.A. Navarro González-Valerio).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.03.005
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

continuos para todas las distintas situaciones y variables involucradas. Por ello, el control geométrico del tramo atirantado del Puente sobre la Bahía de Cádiz ha sido uno de los puntos más complicados de la obra.

Desde el punto de vista de la construcción, el control geométrico del tablero atirantado se basa en dos premisas principales:

- Una fabricación lo más precisa posible de las piezas a izar.
- Una colocación correcta de estas piezas en altura.

Respecto de la primera, como las dovelas del tramo atirantado tienen unas dimensiones muy considerables (20 × 34 m las piezas tipo), fue preciso trocearlas para su fabricación. Estas piezas, que se elaboraron mayoritariamente en la provincia de Sevilla, se trasladaban a la obra y allí, en la campa, se ensamblaban para dar lugar a la dovela estándar. Esto exigió verificar, no solo la fabricación de las piezas, sino también la geometría resultante del ensamblaje. Para la segunda de las premisas, la correcta colocación de las dovelas en altura, se siguió la filosofía de hacer un montaje en blanco muy cuidadoso de las piezas consecutivas en la campa, prestando una especial atención a la sección de unión.

La filosofía general adoptada es que cuando se colocaba una nueva dovela, se reproducía en altura la situación del montaje en blanco. De esta forma se intentaba evitar la toma de decisiones a 60 m de altura, en el momento de colocar una nueva dovela. Cuando se terminaba un ciclo de colocación de dovela, se tomaba la geometría del tablero y se decidía si había que introducir alguna corrección en la siguiente dovela a izar respecto a la geometría del montaje en blanco. Si era así, la nueva dovela se colocaba con un quiebro adicional respecto a la anterior, definido analíticamente y con anterioridad a su izado.

1.1. Descripción del problema

En el puente de Cádiz confluyen varios factores que dificultaron el control geométrico al provocar que los movimientos producidos durante el izado de los elementos fuesen muy grandes [4–7]:

- Distancia elevada a la primera pila del vano de compensación sin elementos provisionales para reforzar la torre, configurando un voladizo máximo de 218,50 m a un lado y 198,00 m al otro antes del primer apoyo adicional a la torre. En la referencia bibliográfica [8] está la comparación de dicha distancia con otros puentes de relevancia mundial, viendo que solo en puentes atirantados continuos como el Ting-Kau, el Rion-Antirion o el nuevo Firth of Forth aparecen voladizos simétricos a ambos lados de la torre mayores, aproximadamente de 275 m, 280 m y 325 m respectivamente, este último récord mundial. Sin embargo, en todos ellos se disponen elementos como torres extremadamente rígidas (Rion-Antirion) o cables inferiores y superiores (Ting-Kau, Firth of Forth) que estabilizan la torre y disminuyen los desplazamientos.
- Izado de dovelas de gran peso hasta 4.000 kN y dimensiones de 34,30 × 20,00 m.
- Sobrecargas de construcción también muy elevadas, que añadían al tablero unos 7.500 kN en el extremo del voladizo.

A continuación se detallan las particularidades de esta construcción que afectan y dificultan el control geométrico de la misma.

1.1.1. Configuración longitudinal del puente

En la figura 1 se muestran los movimientos en el extremo tanto del tablero ya construido como de la torre, producidos

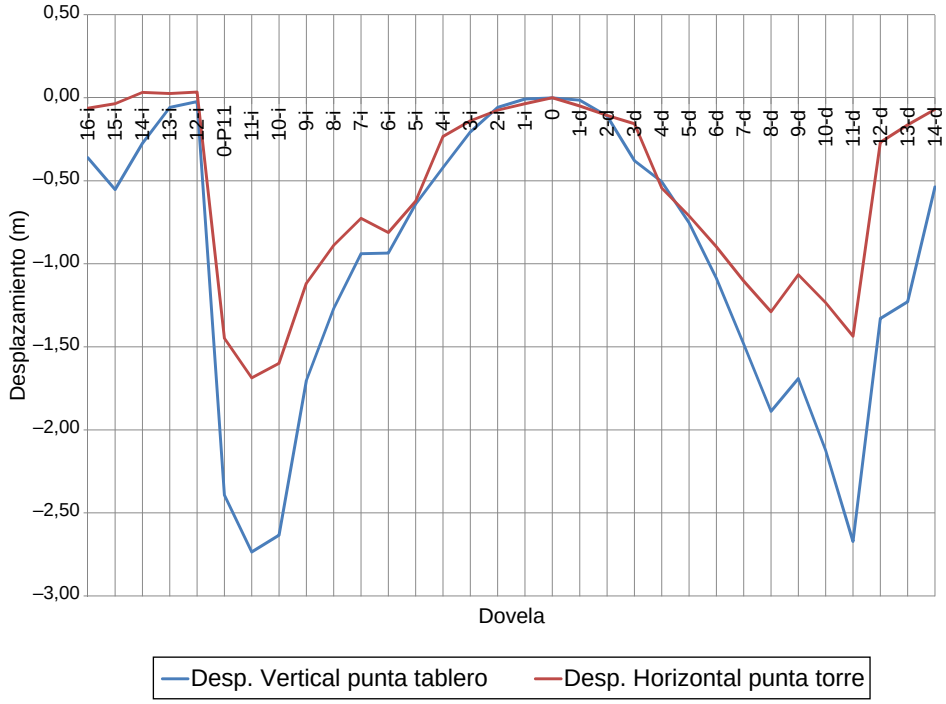


Figura 1. Desplazamientos del extremo del tablero y torre durante el izado de dovelas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 2. Desnivel entre dovelas de tablero a la llegada a la pila del vano de compensación.

durante el izado de todas las dovelas de la torre P12 en la bahía. Se observa que el máximo desplazamiento vertical en el extremo del tablero construido es de 2,73 m y el máximo desplazamiento horizontal de la torre es de 1,69 m. Como observaciones a la figura 1:

- En las dovelas 9-d y 7-i aparece una discontinuidad en la pendiente. Esto se debe a que, por necesidades resistentes de la torre, a partir de estas dovelas ya solo se izó la sección metálica sin ninguna losa de hormigón [7].
- A partir de las dovelas 12-i y 12-d, el voladizo ya está unido a la pila del vano de compensación, disminuyendo drásticamente los movimientos.

Estos desplazamientos tan grandes conllevaron que antes de las uniones entre distintos tableros, previamente a las maniobras de cierre, se diesen situaciones como las de la figura 2, donde entre la pequeña dovela esperando sobre la pila del vano de compensación y el voladizo avanzando desde la torre P12 de la bahía hubiese más de 4,0 m de desnivel [9]. Evidentemente, cuando se continuó con la secuencia constructiva, tesando los tirantes delanteros de dicho voladizo e izando la siguiente dovela del lado contrario, el borde del tablero en voladizo subió hasta igualarse con el borde de la dovela sobre la pila, pudiendo bloquearse un extremo contra el otro para poder unir ambos bordes (fig. 3).

Debido al izado de dovelas muy pesadas y largas ha sido necesario limitar el máximo desfase entre voladizos a 10,0 m.

Figura 3. Voladizo máximo de la torre de la Bahía (cortesía de Objetivo Aéreo).

Las consecuencias de este hecho desde el punto de vista del control geométrico son 2:

- El tablero nunca está equilibrado y los trabajos a uno y otro lado del voladizo no son los mismos. Por tanto, no hay un fin de ciclo establecido.
- Al existir siempre desequilibrio en la torre, su rigidez adquiere importancia capital; en el extremo opuesto, si se avanzase con voladizos totalmente simétricos, la influencia sería nula teóricamente. Por tanto, ha sido necesario realizar ensayos específicos del módulo de elasticidad de las torres, cuyo resumen de resultados se incluye en la tabla 1. En este caso, el módulo de elasticidad real obtenido en los ensayos se ajusta perfectamente con el Código modelo 2010 [10] con $\alpha = 1{,}0$, 40,7 GPa frente a 41,1 GPa. En cambio, con esta dosificación y áridos el módulo de elasticidad previsto por la EHE-08 [11] es muy bajo, 34,6 GPa. Como particularidad, el ajuste del módulo del hormigón en la torre P12 de la bahía y en la torre P13 del muelle fueron distintos, con una diferencia alrededor del 5%, como corresponde a sus dosificaciones distintas debido a las diferentes tecnologías de puesta en obra del hormigón de cada torre. Además, hay que resaltar que la evolución temporal del módulo de elasticidad no es despreciable teniendo en cuenta los movimientos de este puente, estabilizándose a partir de un año. Cuando el voladizo del tablero empezó a ser considerable, el hormigón de la parte inferior de las torres ya tenía casi más de 2 años de edad.

1.1.2. Sección transversal

La sección transversal proyectada es la óptima frente al viento y la configuración del tráfico, pero presenta 2 problemas que complican sobremanera el control geométrico, máxime teniendo en cuenta el gran peso y tamaño de las dovelas izadas:

- Con 2 parejas de tirantes por dovela, cuando se iza una dovela tipo se fisura todo el frente ya construido, en una longitud grande, de unos 60,0 m. Desde el punto de vista de la seguridad se pudo acotar este hecho considerando las propiedades fisuradas. Pero desde el punto de vista del control geométrico fue mucho más difícil modelizar la rigidez adecuada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 1
Comparación con las normativas del módulo de elasticidad real del hormigón de las torres

Datos ensayo experimental				Evolución resistencia fck (MPa)				CM 2010					EHE-08
Probeta	Resultados ensayo							Coef. × tipo de árido	Módulo E teórico (GPa)				Módulo E teórico (GPa)
	Edad (días)	fck (MPa)	E (GPa)	7 días	28 días	365 días	4 × 365 días		Ensayo	28 días	365 días	4 × 365 días	
HA-7043-5	1.590	78,9	40,5	54,3	60,0	76,7	78,8	1,00	41,9	38,4	41,3	41,9	33,3
HA-7043-6	1.590	74,4	41,0	51,2	62,6	72,3	74,3	1,00	40,7	37,3	40,1	40,7	33,7
HA-10446-3	50	73,5	41,5	57,2	69,9	80,8	83,0	1,00	40,4	39,4	42,4	43,0	35,0
HA-10446-3	50	73,9	41,5	57,5	70,3	81,2	83,5	1,00	40,5	39,5	42,5	43,1	35,1
HA-10514-3	40	76,3	40,5	60,5	73,8	85,3	87,7	1,00	41,2	40,5	43,6	44,2	35,7
HA-10514-4	40	71,1	41,5	56,3	68,8	79,5	81,8	1,00	39,8	39,1	42,0	42,6	34,8
Promedio		74,7	41,1	56,2	67,6	79,3	81,5		40,7	39,1	42,0	42,6	34,6

A partir de varios análisis se seleccionó como inercia fisurada la media entre la sección bruta y la sección de acero + armadura de la losa superior. Esta fisuración desaparecía en cuanto se tesaba la pareja delantera de la dovela izada. Durante la obra se comprobó que el porcentaje entre ambas inercias varió a medida que el voladizo iba avanzando, flexibilizándose cada vez más respecto de la respuesta elástica lineal no fisurada.

- El ancho eficaz del tablero depende mucho de la situación constructiva. En situación de servicio es fácil acotar el problema, puesto que el esfuerzo cortante está controlado por los tirantes. Sin embargo, durante el proceso, con unas sobrecargas de construcción tan grandes y el izado de dovelas enormes, los esfuerzos cortantes distaban mucho de ser pequeños, variando de forma importante su valor durante el ciclo constructivo. Por ello, y aunque se modelizaron por elementos finitos varios ciclos completos de una dovela [12,13], es imposible una precisión absoluta para todos los ciclos, a no ser que se hiciera un modelo de elementos finitos de todo el puente para las 1275 fases del proceso constructivo [7].

1.1.3. Topografía

Para el control geométrico de este puente ha sido necesaria una precisión topográfica muy buena. El problema es que el número de datos a tomar, la frecuencia de toma de los mismos y la situación del tablero en medio de la bahía hicieron muy complicada la operación. El trabajo fue riguroso y detallado, pero hay que contar que en las circunstancias descritas la precisión obtenida fue de unos 2 cm. Esto obligó a tener durante todos los cierres del tablero medios mecánicos que permitieron acercar un borde al otro [9], y a la hora de calibrar los modelos hubo que contar con esta incertidumbre. Afortunadamente, la propia flexibilidad del puente hizo que las cargas necesarias para el ajuste de esas desviaciones fuesen pequeñas.

1.2. Modelos de calibración

Se han realizado todo tipo de modelos de contraste [12,13] para evaluar la rigidez de todos los elementos del puente, ajustando las inercias a flexión de eje vertical y transversal y las áreas de cortante en el modelo completo de barras:

- Para la torre, se realizó un modelo completo 3D con elementos finitos tipo sólido para el hormigón y elementos finitos tipo lámina para el acero de la sección superior mixta en el anclaje de los tirantes con ABAQUS [14], con la configuración en su posición real de todos los apoyos del tablero en la torre.
- Para el tablero en voladizo antes de los primeros tirantes, 58,5 m de tablero a un lado y 68,5 m al otro, se realizó un modelo de elementos finitos tipo lámina para el acero y la losa superior, y elementos finitos tipo sólido para el hormigón de la losa inferior debido a su gran espesor. En este modelo se incluyó también la torre 3D del modelo del punto anterior.
- Tres ciclos completos de dovela con todas las fases de dicho ciclo, uno en situación con tirantes verticales, otro intermedio y el ciclo con tirantes más horizontales, modelizando 60,0 m de tablero con un modelo de elementos finitos tipo lámina, y la torre y el resto del tablero con barras.

Respecto de las consideraciones iniciales de rigideces del modelo, el cambio más significativo fue el efecto del empotramiento del tablero en la riostra de la torre en las situaciones no equilibradas; fueron siempre así durante las comprobaciones de geometría antes de llegar a los primeros tirantes debido al proceso desfasado de 10,0 m. El momento de desequilibrio por diferencia de momentos a uno y otro lado del tablero era resistido por un par de fuerzas muy grandes en el pretensado vertical de empotramiento; esto se traducía en cortantes muy importantes en una longitud limitada, pero que introducían una deformación γ muy fuerte que hizo necesario reducir mucho el área de cortante del modelo de barras en esa longitud. Así mismo, se reveló como imprescindible la decisión de modelizar el empotramiento del tablero en la riostra con la distancia exacta entre cables de pretensado, 6,0 m. Para situaciones simétricas esto no habría tenido relevancia.

1.3. Consideraciones térmicas

Para las consideraciones térmicas hay que separar claramente 2 problemas, la variación uniforme de temperatura y el gradiente de temperatura entre los distintos elementos.

El primer problema se podría asimilar a la variación de temperatura ambiente a primera hora de la mañana a lo largo del año. Se podría tener en cuenta sumando a la geometría objetivo una deformación correspondiente a la diferencia de temperatura el día de la comprobación respecto de la temperatura de referencia. Sin embargo, aunque no es una homotecia exacta debido al diferente coeficiente de dilatación térmica α del hormigón y del acero, tomando como fija la cimentación, un punto situado

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

a 70,0 m con una variación de 10 °C variaría su cota aproximadamente en 7 mm, valor irrelevante teniendo en cuenta lo mencionado en el apartado 1.1.3.

El efecto del segundo problema es mucho más relevante e incontrolable, ya que 10 °C de incremento de temperatura en los tirantes respecto del resto de la estructura desplazan el tablero un valor ya relevante. Para evitar este problema, se tomó la consideración de que a primera hora de la mañana todos los elementos del puente tienen la misma temperatura; más aún, no es necesario que tengan la misma temperatura, pero sí que el gradiente de temperatura entre ellos sea constante a lo largo de los días a dicha primera hora de la mañana. Como consecuencia de este planteamiento, hubo que hacer al amanecer, antes de que el sol empezase a calentar, todos los controles topográficos y el tesado del cordón patrón de los tirantes en primera instalación. Este hecho condicionó bastante la construcción, organizando todos los tajos de la obra para que esto fuese posible. El resto de operaciones se pudieron realizar a cualquier hora del día, incluyendo los retesados de tirantes.

Para los cierres del tablero y cálculo de los esfuerzos a resistir por los correspondientes bloqueos, el problema era distinto [9]. Se formularon unas hipótesis para este cálculo, verificadas a posteriori con la instrumentación instalada en el puente durante la construcción [15].

2. Principios del control geométrico

2.1. Precisiones y tolerancias

Como se estableció en el apartado 1.1.3, las precisiones de topografía finalmente fueron hasta de 2 cm. Junto con la precisión en la fabricación de las dovelas, y con movimientos tan grandes como los mencionados en el apartado 1.1.1, hubo que contar con desviaciones de algunos centímetros, estableciendo mecanismos de absorción de estas desviaciones tanto en planta como en alzado.

El replanteo final del tablero en planta tenía menor relevancia, ya que la magnitud de las desviaciones mencionada es fácilmente corregible con el ancho de la acera y el ancho de las defensas, permitiendo tolerancias de hasta ±15 cm o incluso más sin problemas. En alzado las necesidades de precisión son mayores, ya que el pavimento de 8 cm solo permitía, en primera aproximación, tolerancias de hasta ±4 cm; además, en este caso había que considerar el efecto de la variación del peso del pavimento en la geometría final, muy relevante en este puente.

2.2. Procedimiento de control geométrico

La premisa inicial del control geométrico del tablero atirantado a la hora de colocar las dovelas izadas fue intentar tomar las menores decisiones posibles durante el posicionamiento con la dovela colgando. Para ello en primera instancia se intentó:

- Una fabricación lo más precisa posible de las dovelas a izar (apartado 3.1).
- Montaje en blanco de la dovela completa con la dovela anterior y posterior, para poder generar en la campa la geometría sin deformar de la ley de contraflechas y poder reproducirla posteriormente en altura mediante unos pestillos (apartados 3.2 y 3.3).
- Comprobación de la geometría de montaje en altura mediante un chequeo simplificado adicional.

Como se ha explicado en el apartado 1.3, por consideraciones térmicas solo se podía comprobar la geometría en coordenadas absolutas al amanecer. Sin embargo, los izados de dovela no podían garantizarse siempre a la misma hora ya que dependían de múltiples factores, entre otras cosas la marea. No parecía adecuado que de manera estándar se quedase la dovela colgando esperando al amanecer. Además, las sobrecargas del tablero durante el izado tampoco podían estar en su posición exacta fija. Por ello se ideó una comprobación en coordenadas locales no afectada por la situación de las sobrecargas o por consideraciones térmicas. Esto fue una gran ventaja, ya que independizó la colocación de la dovela respecto de la hora del día y de los trabajos que se estuviesen realizando en el tablero.

Consistía en verificar el ángulo θ que existía entre 2 alineaciones (fig. 4); la que une el diafragma extremo de la dovela izada con el de la anterior (D2-D4), donde está el apoyo del carro, y la que une este punto con el último diafragma de la dovela previa (D1-D2), donde se sitúa el anclaje a tracción del mismo, de manera que si el ángulo real topográfico era igual, con una tolerancia de 1,0 mrad, que el pretendido, se consideraba como válida la colocación y podía procederse al soldeo. Esta comprobación se hacía con las alineaciones formadas por los puntos 3 y 5 (fig. 5), de forma que quedaba asegurada la posición transversal de la dovela, pues en caso contrario se corría el riesgo de soldar la dovela con un cierto giro de torsión.

Este criterio tenía por tanto un mecanismo de corrección en alzado, que consistía en variar el ángulo pretendido, modificando consecuentemente el número de galgas en los pestillos (apartado 3.3); pero no tenía mecanismo de corrección en planta.

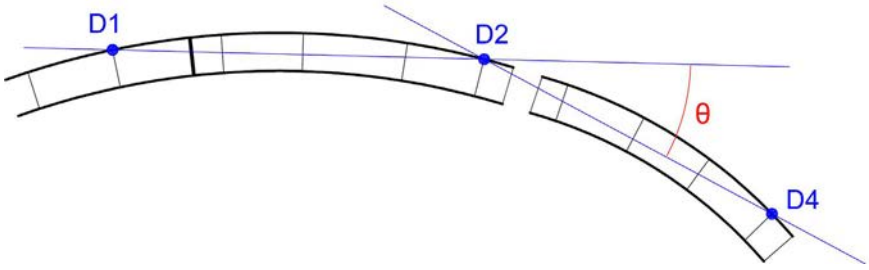


Figura 4. Ángulo de comprobación de montaje de las dovelas en altura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

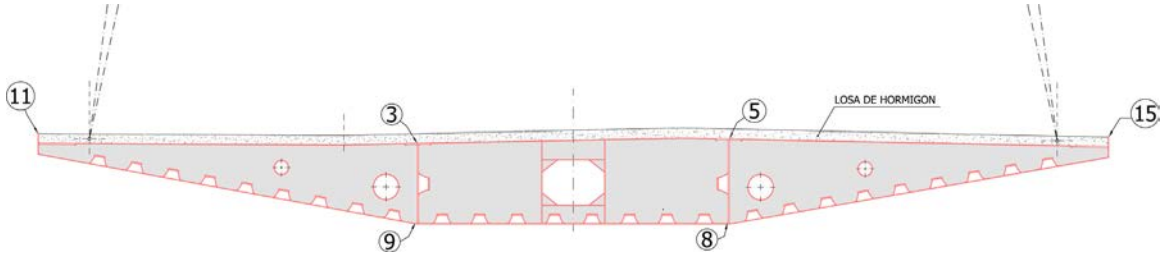


Figura 5. Puntos de control cada 5,0 m en cada diafragma.

Sin embargo, las precisiones obtenidas y tolerancias permitidas del apartado 2.1 hicieron que este criterio evolucionara ligeramente:

- El trabajo en campa se siguió realizando siempre de la misma manera.
- Se añadió un ángulo de comprobación de la colocación en planta, con los mismos diafragmas que para el ángulo de colocación en alzado.
- Para la comprobación en altura, primó la obtención del ángulo en alzado y planta correcto sobre el número de galgas a colocar en los pestillos. Por tanto, con el carro de izado se modificaba la posición de la dovela izada hasta que tanto los gaps de soldadura como los ángulos de colocación en alzado y planta estuviesen en tolerancia. Entonces se apretaban los pestillos y se procedía a la soldadura. Si los gaps resultantes eran inapropiados, se procedía a dar un corte oblicuo en el extremo de la dovela.

Por último, el problema de una dovela tan ancha (34,30 m) frente a la longitud (20,00 m), con un canto metálico de 2,70 m, hace que para corregir 10 mm en alzado se tengan que variar los gaps de soldadura en 10 mm * 2,70/20,00 = 1,35 mm. Era fácil conseguir este valor, puesto que los gaps de soldadura aceptables oscilaban entre 5 y 30 mm. Sin embargo, para corregir los mismos 10 mm en planta se habrían tenido que variar dichos gaps en 10 mm * 34,30/20,00 = 17,15 mm, valor muy elevado y normalmente inaceptable desde el punto de vista de soldadura. Para las dovelas intermedias esto no supuso un problema, de acuerdo a las tolerancias en planta mencionadas en el apartado 2.1.

Sin embargo, para los cierres de un tablero con otro [9], las tolerancias en alzado y planta tenían que ser mucho más estrictas, por lo que se concibió un procedimiento especial para la colocación de las 2 últimas dovelas de cada voladizo, tal y como se detallará en el apartado 4.

2.3. *Control de cargas y secuencia constructiva*

En la referencia bibliográfica [7] está descrito el control detallado en cada fase de las cargas realmente presentes sobre el tablero y el control de la secuencia constructiva seguida. Debido a la flexibilidad del puente y a la magnitud de las cargas involucradas, dicho control fue absolutamente imprescindible para el análisis correcto de la geometría de la estructura en cada fase y la toma de decisiones en función de dicho análisis.

3. Fabricación y ensamblaje de la estructura metálica

3.1. *Fabricación en taller*

La estructura metálica del tablero atirantado se fabricó fundamentalmente en los talleres de Tecade (Utrera, España) y Megusa (Sevilla, España). Como las dovelas tenían unas dimensiones importantes (las tipo 20,00 m de longitud y 34,30 m de ancho), no fue posible fabricar la pieza completa y transportarla hasta Cádiz. Se dividieron en 6 partes, que se ensamblaron en obra. Los talleres dividieron la sección transversal en 3 partes para su fabricación: cajón central (fig. 6), voladizo izquierdo y voladizo derecho (fig. 7), pero luego, para el transporte, cada una de estas partes se dividió, a su vez, en 2, que tenían una longitud

Figura 6. Cajón central en fabricación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 7. Voladizo en fabricación.

de 20,00 m y un ancho de entre 5 y 6 m en función de si la pieza pertenecía a los voladizos o al cajón central.

El hecho de fabricar cada dovela en 6 partes que deben ensamblarse en obra obligó a tener unas tolerancias de fabricación muy pequeñas, pues de otro modo no se conseguiría la alineación de todas las chapas. El control geométrico y dimensional de cada pieza fue exhaustivo.

3.2. Ensamblaje en obra y montaje en blanco

Como todos los elementos tenían unas dimensiones y pesos muy considerables, se montó en la obra un importante parque de fabricación y montaje, con grandes medios de elevación, que permitían mover cómodamente las distintas piezas para montar cada dovela y enfrentarla a las adyacentes (fig. 8).

En general se montaron en la campa un mínimo de 5 dovelas consecutivas, lo que supuso una longitud aproximada de 100 m. Se colocó una primera dovela ya terminada y a partir de ella se fueron montando las piezas que forman las dovelas que van a continuación. Es decir, en el ensamblaje de las 6 piezas que forman una dovela se tuvo como referencia la dovela previa, a la que irá soldada en el tablero, de forma que todas las chapas se alinearon perfectamente, controlando además los gaps que permitiesen la correcta soldadura. Cuando se hizo el montaje en blanco de todas las secciones de unión de las 5 dovelas consecutivas, se retiraron las primeras 4 y la quinta pasó a ser «cabeza de serie» para el siguiente montaje. El control topográfico de todo este proceso fue fundamental, pues se fue creando una base de datos de la geometría real de cada pieza, con las desviaciones reales de fabricación, diferencia entre la geometría de proyecto y la realmente ejecutada.

Para este montaje en blanco es importante señalar que las dovelas se fabricaron con una ley de contraflechas que no se correspondía con el proceso constructivo que finalmente se llevó a cabo. Para aproximar al máximo la geometría de fabricación de las piezas a la ley de contraflechas real final, se definió una poligonal introduciendo un quiebro adicional en la junta entre dovelas, comprobando que dicho quiebro no aumentaba excesivamente los gaps de soldadura entre dovelas.

Los puntos de control de cada dovela fueron 4 cada 5,0 m en cada diafragma transversal, el 11, 3, 5 y 15 según la figura 5, pues se consideró que con ellos podía establecerse con precisión la geometría de la pieza. Además, tal y como se ha explicado en el apartado 2.2, para las últimas dovelas de los cierres se estableció un procedimiento especial donde también se controlaron los puntos 8 y 9 en la chapa metálica de la losa inferior.

3.3. Sistema de acople entre dovelas

Una vez terminado el montaje en blanco de 2 dovelas consecutivas, fue necesario dotar a la sección de unión entre ellas de un sistema que permitiese intentar reproducir su geometría en altura. Para ello se diseñó una fijación provisional, que se montó en la campa cuando las 2 dovelas a unir estaban en posición, con el quiebro correcto entre ambas, y se volvió a montar en altura, para que el propio dispositivo fijase la posición relativa de la dovela que se montó con respecto a la anterior (fig. 9). Además, sirvió de unión temporal mientras se realizaba la soldadura entre ambas.

Figura 8. Campa con el montaje de dovelas en el muelle de la Cabezuela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

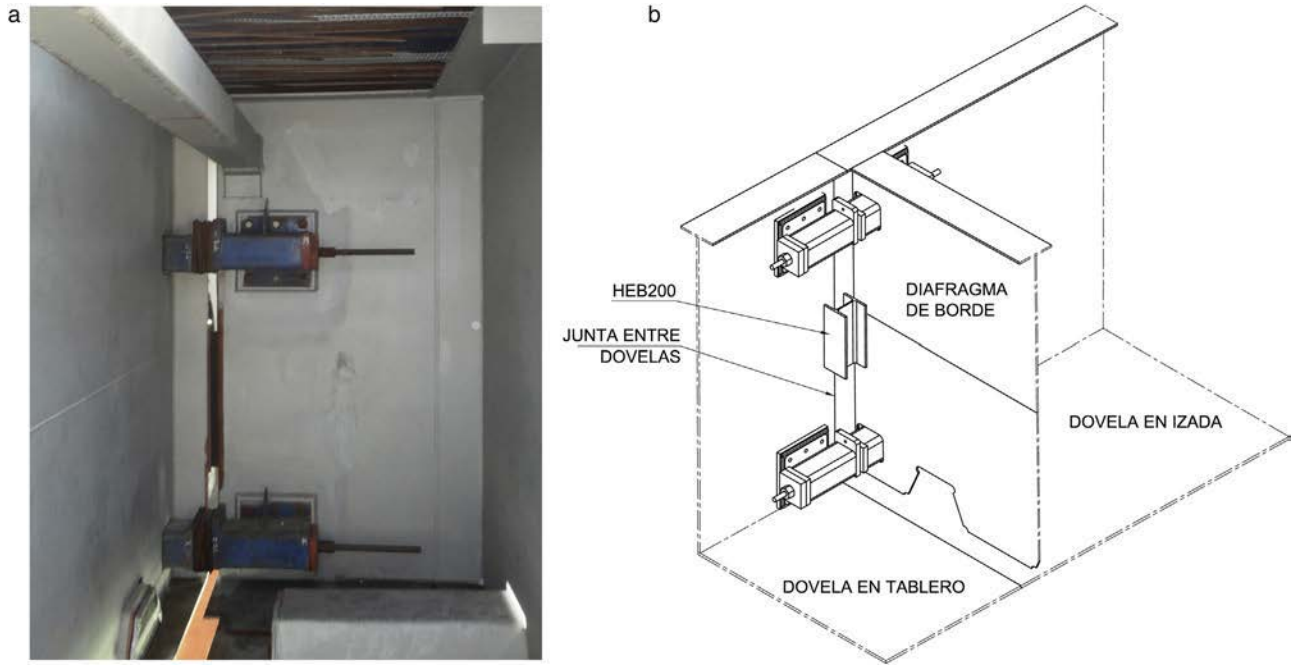


Figura 9. Sistema de acople de dovelas.

Estos dispositivos estaban formados por un tubo de sección cuadrada compuesto por 2 piezas independientes colocadas en prolongación, una en cada una de las dovelas adyacentes, que se unían entre sí con una barra roscada que los atravesaba por su eje longitudinal, y entre las que se disponían unas galgas metálicas. Cada uno de los extremos de este tubo se soldó a una chapa, que a su vez se atornillaba a otra chapa soldada al alma de la dovela, situada a ambos lados de la junta. Se dispusieron 4 de estos elementos en cada unión, situados en la parte superior e inferior de cada una de las 2 almas de la sección.

La colocación de estos tubos en las dovelas a unir se hizo en el montaje en blanco de la campa, cuando las 2 piezas a unir estaban perfectamente posicionadas, con el quiebro adecuado entre ellas. A continuación, se retiraron las barras, las galgas y los tubos, por lo que en cada una de las 2 dovelas a unir quedó la placa a la que se atornillaban las placas donde iban los tubos. Cuando se hizo el montaje en altura, se volvieron a colocar todos los elementos: las placas de los tubos, las barras y las mismas galgas del montaje en blanco, de forma que la geometría de la campa quedó lo más fielmente posible reproducida.

Todo este sistema de fijación provisional se dimensionó para el viento transversal actuando sobre la dovela colgada del carro, y para la trasferencia de carga de los cables del carro a estas uniones debido al calentamiento o enfriamiento de los mismos.

4. Resolución del control geométrico

4.1. Dovelas estándar

4.1.1. Datos para el control geométrico

Siempre antes de izar y colocar una nueva dovela, cuando la anterior estaba completamente terminada, con la losa superior ejecutada y las 2 parejas de tirantes tesadas, y en otras situaciones donde se consideró necesario, se hizo una medición del tablero, de la torre y de la carga en tirantes, comparando los resultados con los valores teóricos en esa fase constructiva. Los puntos de control fueron:

- Tablero: en los primeros 20,0 m de voladizo se tomaron los 4 puntos ya comentados en todos los diafragmas transversales cada 5,0 m; a partir de ese punto hasta la torre solo se tomaron en diafragmas alternos, esto es, cada 10,0 m, coincidiendo con los diafragmas de tirantes.
- Torre: se definieron 14 puntos de control a lo largo de cada fuste de las torres. La dificultad en estos puntos es que las torres se terminaron una vez comenzado el tablero. Por ello, no se conocían directamente sus coordenadas en la situación sin deformar. En una medición se podrían restar los movimientos teóricos a las coordenadas reales topográficas, pero para conocer los movimientos hay que conocer la posición inicial. Además, la posición real tomada topográficamente tiene ya la incertidumbre del propio sistema de toma de datos y del comportamiento del modelo de cálculo. Por ello, se hizo un cálculo iterativo en las torres en muchas situaciones de construcción, calculando las coordenadas de los puntos sin deformar como la media de las obtenidas en cada una de estas situaciones.
- Tirantes: se tomaron las cargas de todos los tirantes que tenían célula de carga; esto es, los 8 últimos tirantes de cada voladizo junto con todos los tirantes instrumentados de forma definitiva [15].

Esta medición topográfica debía hacerse en unas determinadas condiciones. La ausencia de viento era una de las premisas principales, pues aunque este generaba una vibración en torno a una posición media, para la toma topográfica suponía una perturbación demasiado determinante. Otra era la hora del día, tal y como se ha comentado en el apartado 1.3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 10. Estación total robotizada.

Además, para evitar errores en la medición del extremo del tablero, que era el que marcaba la colocación de la siguiente dovela, una vez completada la medición de todo el tablero se volvía a medir la topografía de los 2 últimos diafragmas del voladizo.

Adicionalmente a las mediciones topográficas convencionales, se instaló en la obra un sistema de medición continua, que permitía conocer la posición de la punta de cada voladizo en todo momento, así como la posición de los 14 puntos a lo largo de cada uno de los pilonos. Con una estación total robotizada situada en el espigón del muelle de Dragados Off-shore (fig. 10), se leía de forma continua, cada dos minutos, la posición de unos prismas colocados en los extremos de cada uno de los voladizos. La información de esta estación total se conectó además al programa Merlín [15], a través del cual podía seguirse toda la instrumentación del puente, lo que permitió comprobar rápidamente las mediciones topográficas realizadas, conocer las oscilaciones que el viento o la temperatura producían en el tablero, y ver los movimientos instantáneos del puente en las fases intermedias.

Para que la comparación entre los datos tomados y los teóricos fuese homogénea, fue necesario verificar las diferencias entre las cargas previstas en el modelo y la realidad. Para ello se llevó a cabo un control exhaustivo de los siguientes puntos, tal y como se detalla en la referencia bibliográfica [7]:

- Secuencia constructiva seguida: debido a necesidades de obra, y aunque la secuencia dentro de un mismo voladizo era inalterable, al llevar el ciclo desfasado entre uno y otro voladizo siempre se ajustaba el orden de fases entre uno y otro a última hora. Por tanto, fue necesario sumar/restar fases previamente/aún no ejecutadas al proceso constructivo.
- Pesos estructurales añadidos: se comparaban los pesos de las dovelas izadas con las del modelo, actualizando las previsiones del mismo.
- Sobrecargas reales y cargas que se izaban con la dovela y luego se retiraban (provisionales): tanto las sobrecargas de la obra como las cargas provisionales nunca coincidían con las del modelo, a pesar del gran esfuerzo realizado para prever su localización en cada fase durante la fase previa de cálculo del proceso de construcción. Esto originaba movimientos muy importantes que era imprescindible calcular de manera exacta.

Por tanto, la cantidad de información suministrada en cada punto de control era muy grande, y se centralizó en un único fichero donde se incluía:

- Control topográfico del tablero y de la torre.
- Comprobación topográfica de la medición de los 2 últimos diafragmas del tablero.
- Comparación entre las sobrecargas y las cargas provisionales reales y teóricas del modelo.
- Control de pesos de las dovelas izadas, comparándolos con los pesos del modelo.
- Control de fuerzas en todos los tirantes que tuviesen célula de carga.

4.1.2. Análisis de la situación y ajustes posteriores

Una vez suministrados todos los datos y calculados los cambios en las previsiones del modelo de acuerdo a los cambios en el proceso constructivo y las cargas y sobrecargas reales, se pasaba a comparar en todo el puente la situación real topográfica con la situación teórica a lo largo de los 4 puntos de control en la losa superior del tablero y de los 14 puntos de toda la torre. Para ello se realizó un programa de comprobación, donde se incluía:

- Comparación de la situación en alzado longitudinal y en planta (longitudinal y transversal) del tablero y movimientos longitudinales y transversales de la torre.
- Generación automática de las gráficas de situación para la fase seleccionada.
- Planteamiento de las correcciones necesarias a partir de las desviaciones obtenidas.
- Definición del posicionamiento de la nueva dovela izada.

Una vez conocidas las desviaciones se planteaban ajustes, en primera instancia con los tesados/retesados de los tirantes no instalados todavía, y en segunda con retesados de los tirantes ya instalados, controlando en todo momento, a partir de las cargas reales suministradas de cada tirante, la situación final en servicio de cada uno. Estos ajustes no se realizaban en el momento, sino que lo que se planteaba era el efecto en la estructura de acciones futuras, ejecutándose después en las fases establecidas para ello. En la figura 11a se muestran las desviaciones en la fase 1184,

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

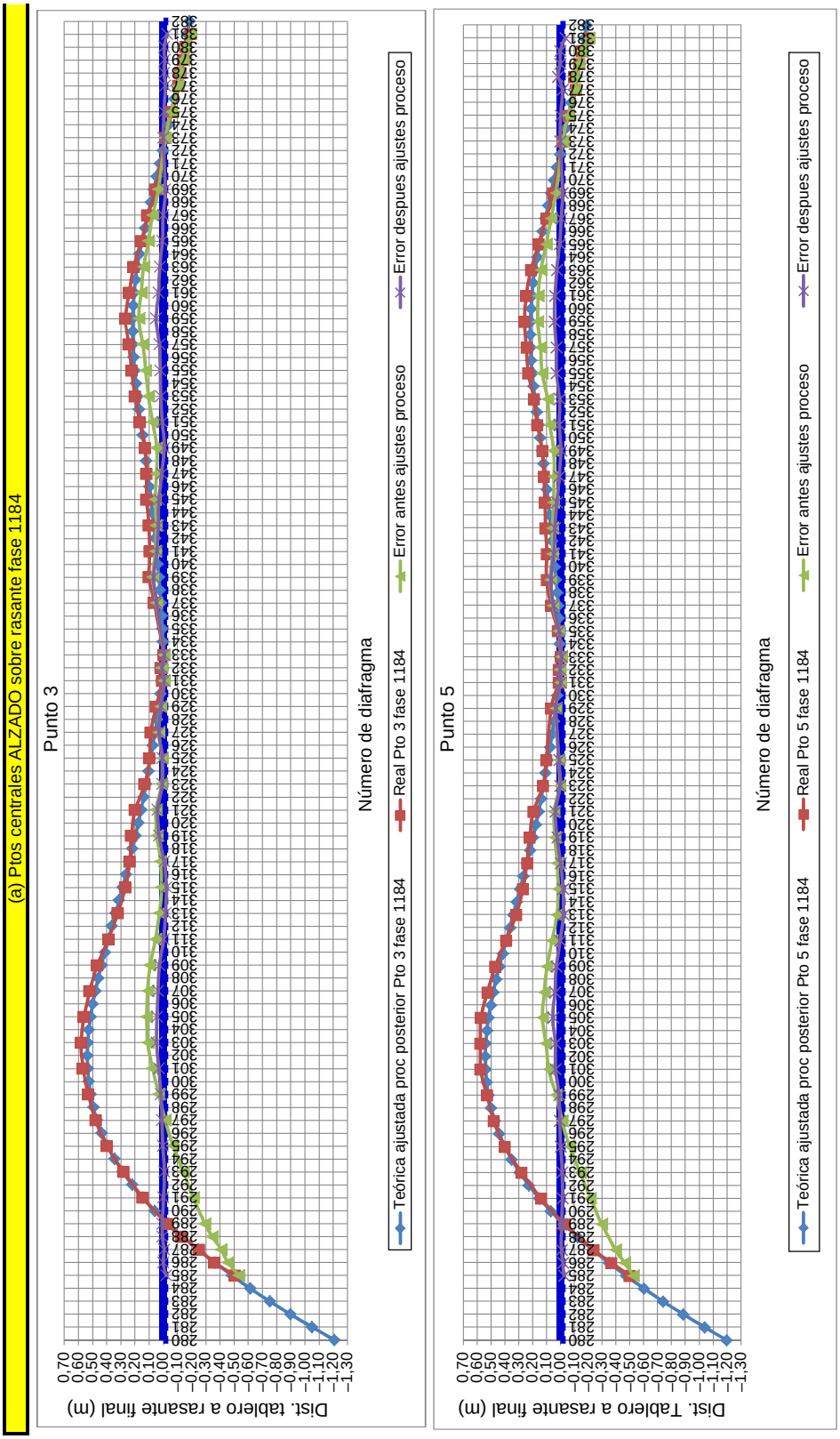


Figura 11. a, b) Control geométrico del alzado del tablero de la fase 1184, antes del izado de la dovela 15-d de la torre del muelle.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

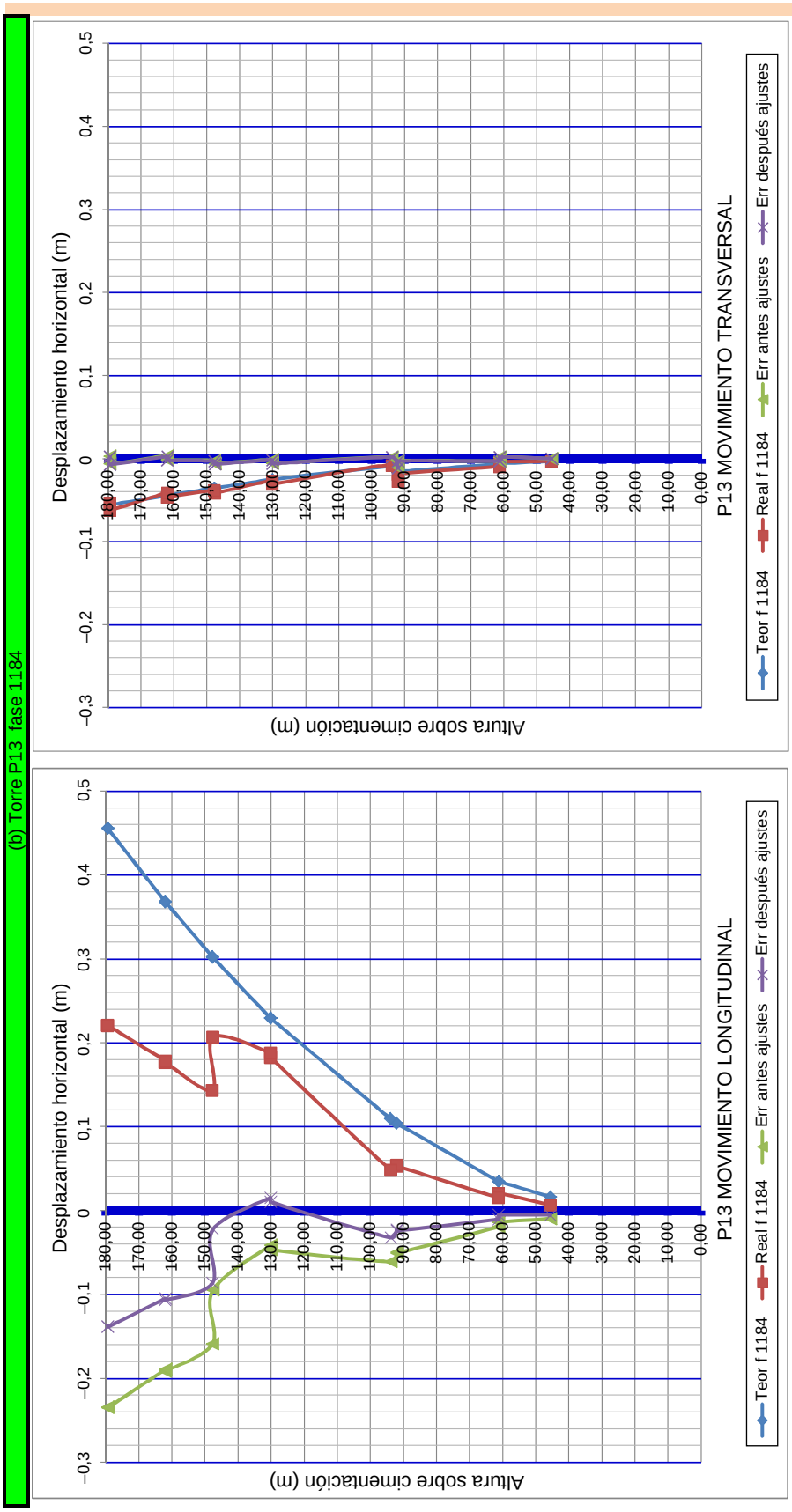


Figura 11. (*Continuación*).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

CONTROL GEOMÉTRICO DE LA DOVELA SUSTENTADA POR EL ELEMENTO DE IZADO. POSICIÓN RELATIVA RESPECTO A LA DOVELA ANTERIOR				
Dovelas anteriores		X	Y	Z
D1 (1er Diafragma)	293–03	745.566,381	4.045.785,477	69,813
	293–05	745.568,762	4.045.775,801	69,891
D2 (2º Diafragma)	289–03	745.546,993	4.045.780,660	69,110
	289–05	745.549,406	4.045.770,958	69,190
Dovela izada (i+1)		X	Y	Z
D4 (2º Diafragma)	285–03	745.527,576	4.045.775,810	68,248
	285–05	745.529,993	4.045.766,109	68,328

Ángulo formado por rectas D1–D2 y D2–D4	Fase	1109
	Objetivo corregido (mrad)	
	Planta	Alzado
Ángulo rectas por P3	1,26	–7,92
Ángulo rectas por P5	–0,40	–7,90
Ángulo medio P3 – P5	0,43	–7,91

NOTA 1: ángulo en mrad. Signo (–) indica:
Alzado: θ en situación del croquis, dovela izada más baja
Planta: quiebro dovela respecto la tangente en sentido agujas del reloj

NOTA 2: Tolerancia ángulo θ de ± 1 mrad

Descenso [mm] último diafragma al coger dovela (del modelo)	–980

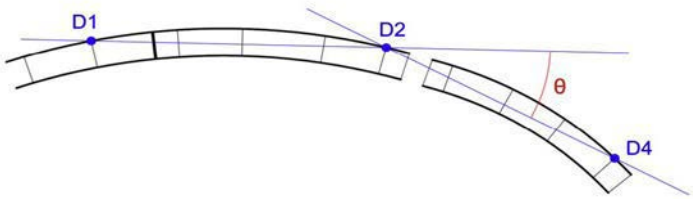


Figura 12. Extracto de la ficha de dovela, resultado del proceso completo de control geométrico.

que correspondía al final del ciclo de la dovela 14-d, con el frente derecho del tablero a 228,50 m y el frente izquierdo del tablero a 238,50 m de la torre P13 del muelle. Se observa que estas desviaciones en centro de vano del tablero llegaron a ser de 0,55 m. Sin embargo, después de la corrección con los tirantes, las desviaciones ya eran mínimas y totalmente aceptables. En la figura 11b se muestran las desviaciones en la torre P13 del muelle. Transversalmente son nulas, longitudinalmente son un poco mayores, 0,22 m antes de los ajustes y 0,12 m después de los mismos. Las desviaciones finales en las torres han sido menores de 0,10 m, valores totalmente aceptables al representar 1/1.850 para una torre de 185 m de altura.

Este programa de comprobación estaba a disposición de todos los agentes de la obra, la dirección de obra, la asistencia técnica y la oficina técnica de Dragados, por lo que disponían en tiempo real de la situación real de la estructura, las previsiones de geometría y actuaciones a realizar a posteriori.

4.1.3. Colocación de la dovela

Con la geometría del tablero se comprueba, entonces, si hay una desviación importante en rasante o alineación en planta respecto a la fase correspondiente del modelo, considerando todos los ajustes posteriores, en cuyo caso se calcula analíticamente cuál es el quiebro adicional que debe darse a la nueva dovela respecto a la anterior para corregir la desviación, teniendo en cuenta que:

- No solo había que considerar la situación actual del tablero, sino que se colocaba de acuerdo a conseguir desviación nula en el extremo de la nueva dovela teniendo en cuenta los ajustes de geometría a realizar a posteriori con cambio de cargas en tirantes, pero ya planteados en ese momento.
- No solo había que considerar la desviación en cota del extremo ya construido, sino, y más importante por el sistema de colocación de dovelas por ángulos, la desviación de la pendiente de salida del tablero ya ejecutado.
- Los gaps de soldadura debían ser aceptables, por lo que el quiebro adicional no debía ser grande. Si era necesario superar ese valor, se procedía a cortar el extremo de la dovela para dar el quiebro necesario y mantener los gaps de soldadura adecuados.

Una vez decidido el quiebro adicional en la junta, se completaba la ficha correspondiente de la dovela a izar. Este era un documento muy exhaustivo que se realizó de cada una de las 63 dovelas izadas con toda la información relevante:

- Información de la obra respecto al izado de la dovela, como peso de la dovela, configuración de balancines y *trolleys* [16].
- Geometría del montaje en blanco.
- Datos relevantes en el carro de izado como cargas en balancines y barras de anclaje.
- Información geométrica del montaje de la dovela (fig. 12).

Se puede afirmar que fue fundamental y un gran acierto colocar las dovelas en coordenadas relativas mediante un ángulo entre dovelas. De otro modo, se hubiese estado sujeto a las variaciones térmicas y al movimiento de sobrecargas sobre el tablero durante la colocación. Sin embargo, aunque de manera gravosa para el desarrollo de la obra, estos 2 problemas se podrían haber resuelto colocando la dovela a primera hora de la mañana y dejando las sobrecargas en una posición fija en ese momento, igual que se hacía para la toma de topografía. Sin embargo, lo que no tenía solución era la precisión del modelo, más relevante. De acuerdo a lo explicado en el apartado 1.1, en este puente, donde la magnitud de los movimientos, la fisuración de la losa y el ancho eficaz variable de la sección para cada fase hacen imposible precisiones del 100%, ajustes del 5% son más que adecuados; sin embargo, con movimientos de 2,73 m se darían desviaciones de 0,14 m. En caso de colocar la dovela en coordenadas absolutas «exactas», con una desviación de 0,14 m se daría un quiebro adicional de 0,14/20,0 m = 7 mrad. Si luego esa

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 13. Sistema de acople de dovelas con la galga de corrección (en gris).

desviación de 0,14 m se anulase con los tirantes, el quiebro de 7 mrad ya se quedaría cautivo en el tablero y no tendría solución.

Los elementos de acople definidos permitían modificar el ángulo entre dovelas fijado en el montaje en blanco mediante la colocación de galgas de distinto espesor en los dispositivos superiores e inferiores. Cuando la dovela estaba posicionada, se restituían los sistemas de acople definidos en el montaje en blanco, con las nuevas galgas se atornillaban las placas de los tubos a las placas que estaban soldadas a la dovela, se enhebraban las barras, se colocaban las nuevas galgas (fig. 13) y se procedía a dar el apriete a las barras. De esta forma la geometría de la nueva pieza respecto a la anterior quedaba asegurada. A continuación, se procedía a soldar un casquillo metálico en el centro del alma de las piezas a unir para inmovilizar los labios que se iban a soldar.

4.2. Dovelas previas al bloqueo

En las dovelas previas al bloqueo con otras partes del tablero las exigencias del apartado 2.1 cambiaban mucho. Las exigencias en alzado seguían siendo las mismas, pero en planta eran mucho más estrictas, ya que había que enfrentar para la soldadura 2 dovelas, con toleraciones ya mínimas. Por tanto, el procedimiento de análisis y colocación se completó con un protocolo adicional.

Al contrario que para el alzado, las correcciones en planta, tal y como se comentó en el apartado 2.2, requieren de variaciones de gaps de soldadura muy grandes, casi siempre inaceptables. Esto hizo que se plantease un corte de dovela como procedimiento estándar, aunque no siempre hizo falta. Se siguió este procedimiento especial para las 2 últimas dovelas de cada voladizo antes del cierre, de manera que con la primera se ajustaba la posición en planta y con la segunda el ángulo de llegada al bloqueo.

4.2.1. Datos para el control geométrico

Los datos iniciales necesarios para este ajuste ya estaban incluidos en el procedimiento estándar. El dato a utilizar más relevante ahora era la geometría real de fabricación, suministrada de manera estándar en la ficha de la dovela. La única consideración adicional es que se medían los bordes del tablero en todos los puntos relevantes, los 4 de la losa superior y 2 más en la chapa de la losa inferior.

4.2.2. Análisis de la situación y ajustes posteriores

En este caso, se hacía un cálculo adicional con la geometría de fabricación en la campa. A esta se le añadía la deformación bajo su peso propio suspendida de las unidades de izado del carro, y se hacía un montaje virtual de la dovela, estableciendo el posible corte a efectuar. En este punto se establecían los ángulos de colocación en alzado y en planta, pero teniendo en cuenta que la primera colocación de la dovela en altura era sin haber realizado el corte. Por tanto, si el corte a realizar era de X cm, la dovela se colocaría en primera instancia separada longitudinalmente X cm de su posición final, dando los ángulos en esa configuración.

En la figura 14 se indican las desviaciones de geometría en planta en la misma fase que en la figura 11. Respecto de la desviación longitudinal, debido a los cortes de algunas dovelas, necesarios para el acople y la contracción de las soldaduras, el voladizo estaba ligeramente corto; esto ya se había tenido en cuenta dejando un sobrelargo en las últimas dovelas de cada voladizo para poder ajustar la longitud. Respecto de las desviaciones transversales, llegó a haber desviaciones de 0,12 m; sin embargo, en el frente derecho ya no había desviaciones transversales, cuando solo quedaba ya una dovela estándar por izar, la 15-d.

4.2.3. Colocación de la dovela

A continuación se izaba la dovela y se colocaba de acuerdo a la ficha de la dovela, como siempre, teniendo en cuenta los ángulos en alzado y planta, pero en este caso con la dovela separada X cm. Se comprobaban los gaps de soldadura, verificando la geometría de la campa y los cálculos realizados. Además, para mejorar la precisión de topografía (apartado 1.1.3), se añadió una segunda medición en coordenadas locales comprobando la distancia entre los bordes con cinta métrica, comparando y verificando ambas medidas.

En este caso, para comprobar la geometría en planta había que trabajar además en coordenadas absolutas, ya que no había capacidad de regulación con los tirantes. Por tanto, esta comprobación final antes de dar el corte se hizo a primera hora de la mañana con sobrecargas fijas para evitar los desplazamientos transversales por gradiente térmico.

Una vez comprobada la geometría, se procedía a dar el corte y a aproximar la dovela exclusivamente con un movimiento

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

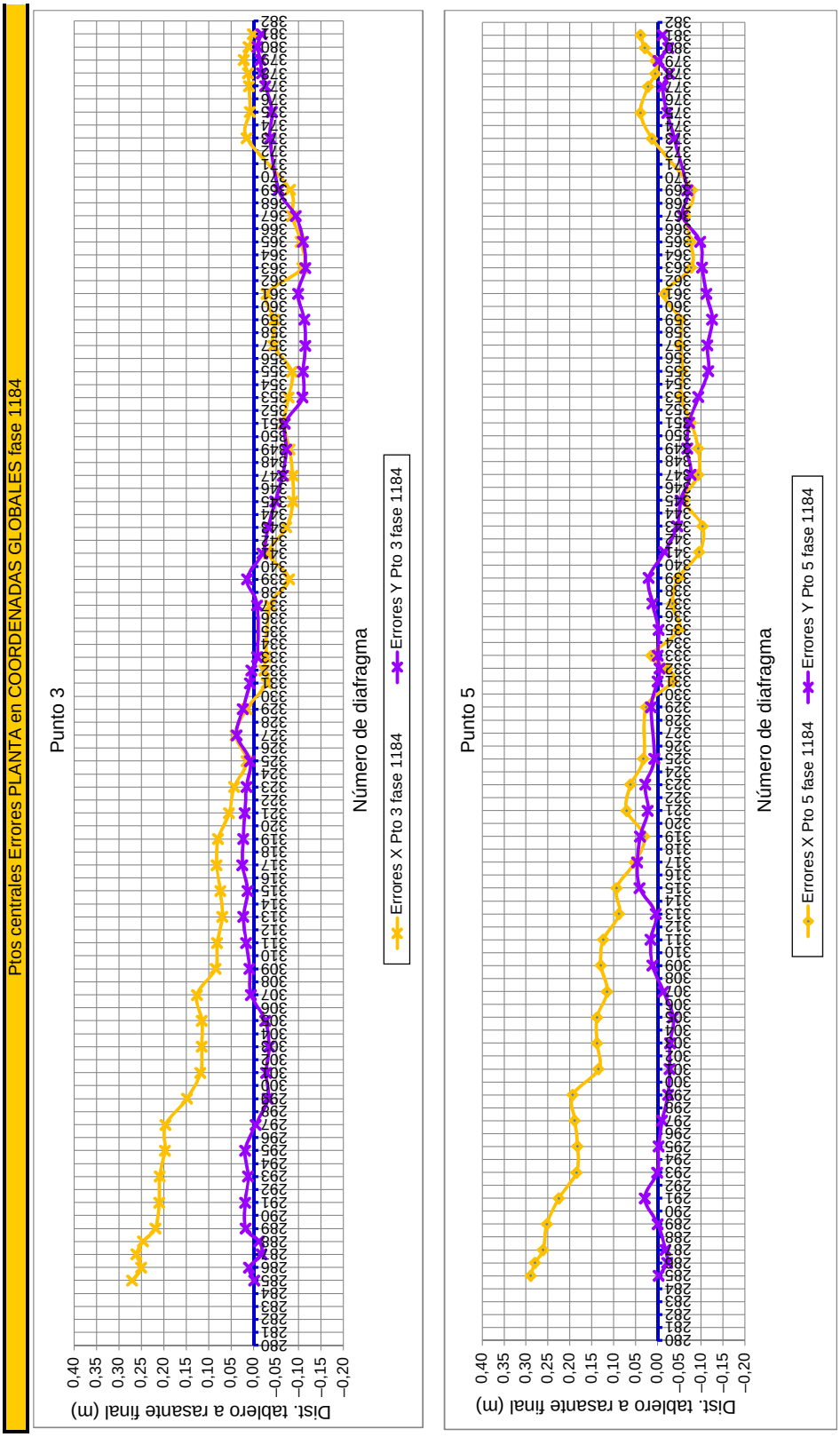


Figura 14. Control geométrico del tablero en planta en la fase 1184, antes del izado de la dovela 15-d de la torre del muelle.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

longitudinal de X cm. En este punto se volvían a comprobar los ángulos, pero ya a cualquier hora para evitar perder tiempo adicional.

5. Ajustes realizados

5.1. Ajustes después de los primeros tirantes

La ventaja de no tener el tablero empotrado en la riostra de la torre, una vez instalados los 4 primeros tirantes, hacía que además de subir o bajar el extremo del tablero variando la carga de los tirantes se pudiese girar a voluntad. Por equilibrio, si se aumentaba la carga de una pareja de tirantes de manera activa, la otra pareja de tirantes aumentaba su carga en la misma cantidad, aunque de manera pasiva. Esto implicaba que el extremo del tablero donde se aplicaba el incremento activo de carga subiese, y el extremo contrario bajase para poder incrementar la carga de los tirantes de manera pasiva. La torre se quedaba exactamente igual. De esta manera, el primer ajuste se dio una vez instalados los 4 primeros tirantes y soltado el empotramiento en la riostra, con 2 ecuaciones (tesado activo de cada pareja de tirantes) y 2 incógnitas (movimientos deseados en la punta). Para ello, en la primera instalación de tirantes se planteó de inicio un decremento en la carga total instalada, para luego poder incrementarla, fuese de manera pasiva o activa.

Del mismo modo, y una vez instalados los 12 primeros tirantes, se planteó de inicio un ajuste de los mismos, con la misma filosofía. A partir de este momento, y puesto que ya solo se ajustaban las cargas de los tirantes de la punta, eran los tirantes previos de cada voladizo los que cogían la carga del tirante ajustado; ya no había giros del tablero sobre la riostra.

5.2. Ajustes antes de la llegada a las pilas laterales

Antes de llegar a las pilas laterales del vano de compensación, la estructura en voladizo se comportaba como un balancín, donde la torre sin apoyos adicionales daba flexibilidad extrema al sistema. Esa misma flexibilidad era la que permitía contrapesar ligeramente el extremo para ajustar la torre y cambiar las cargas en los tirantes para ajustar el extremo del tablero. Es importante resaltar que hasta este punto las cargas en tirantes no afectaban a los esfuerzos en la torre, y por lo tanto tampoco a su geometría, más que de manera local en los armarios superiores de la misma. Solo podría haber un pequeño efecto no lineal, pero no tenía importancia. Por tanto, de alguna manera se podría decir que había 2 problemas ajustables de manera «independiente», la geometría de la torre con un ligero contrapeso y la del tablero con las cargas en tirantes y el mismo contrapeso. En cualquier caso, había 2 soluciones a aplicar y 3 variables a ajustar (el extremo de la torre y de los 2 voladizos del tablero), por lo que la solución tenía que ser de «compromiso». Para dar una idea de la flexibilidad del sistema, añadiendo 100 kN en el extremo del voladizo lateral, a 198,50 m de la torre, la punta del tablero bajaba 6,3 cm y la punta de la torre se desplazaba horizontalmente 3,7 cm.

En este caso, el contrapeso no tenía que ser permanente; de hecho, se utilizó el camión-grúa de 250 kN para ajustar la geometría antes del bloqueo con la pila lateral. Una vez unido el tablero a dicha pila lateral, el eliminar esta carga provisional simplemente aumentaba o disminuía la carga vertical en la pila lateral.

En cualquier caso, y para llegar de manera «perfecta» a la dovela apoyada sobre la pila, se estableció de inicio un retesado progresivo de las 3 últimas parejas de tirantes del vano lateral justo antes del bloqueo, de manera que se fueron ajustando los valores de cada retesado para llegar con distancia vertical entre ambos bordes menor de 1 cm.

5.3. Ajustes antes de los cierres

Una vez llegados a las pilas laterales, el efecto de un peso en el extremo del tablero ya era despreciable a efectos de ajustar geometría. Por otro lado, los ajustes de cargas en tirantes ya variaban la carga axil de la pila de compensación y el momento en la cimentación en la base de la torre. Por tanto, era necesario controlar todos estos puntos de manera simultánea, esto es, ahora toda la geometría y esfuerzos estaban «acoplados».

En cualquier caso, solo se hicieron ajustes de los tirantes del extremo del voladizo para ajustar la geometría de la punta, excepto un ajuste más general antes de cerrar el puente en centro de vano o con los viaductos de aproximación. Este se hizo con gato de pesaje en muchos casos. La capacidad de la rosca de los anclajes activos de tirantes, situados en la torre, era de 200 mm. Previendo que retesar se podía hacer con el gato monocordón, con el límite inferior de 45 mm para no acuñar el cordón sobre la zona ya dañada, y destesar solo se podía hacer con el gato completo de pesaje, se distribuyó la rosca de los anclajes en 45 mm para retesado y 155 mm para destesado. En el ajuste global antes de los cierres se bajó unos 10 cm la zona a cuartos de luz de las torres, dejando por tanto la rosca de los tirantes seleccionados más equilibrada.

Por si acaso, los extremos de los cordones se cortaron al final, cuando ya estaba claro que no era necesario hacer ningún retesado final de importancia.

5.4. Ajustes finales

Por último, una vez concluido el puente y antes de empezar a colocar la carga muerta, se hizo una comprobación de geometría final para evaluar el espesor de pavimento necesario en cada punto y la geometría de colocación de la imposta y la pantalla antiviento. En este caso ya no era suficiente con los 4 puntos de la losa superior, sino que se seleccionaron 12 puntos, incluyendo los bordes de cada una de las calzadas y puntos intermedios en las juntas de las losas prefabricadas.

El tiempo necesario para tomar todos estos puntos cada 5,0 m era muy grande; para evitarlo, se consideró que la geometría de la sección transversal en los puntos alejados más de 60,0 m del extremo ya era invariable a estos efectos. Por tanto, se tomaron los 12 puntos de la sección en las secciones alejadas de la punta a medida que se iba completando el tablero. Al final se tomó una topografía completa con los 4 puntos de siempre, y se ajustaron los 12 puntos de cada sección a estos 4 puntos de referencia.

Con ello se disponía de una malla donde se estimaba el espesor de pavimento en cada punto. El problema principal fue que el

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

efecto de poner por desviaciones de geometría un espesor medio de pavimento distinto del previsto desplazaba verticalmente el tablero tanto como las desviaciones a ajustar. Por tanto, se hizo un trabajo intenso iterativo ajustando ligeramente los parámetros de trazado de manera que el espesor medio de pavimento fuera en todo el puente de 8 cm, independientemente de las variaciones de espesor local en algunas zonas. No fue necesario aplicar ningún ajuste adicional con tirantes en ese instante.

6. Conclusiones

Las principales conclusiones extraídas a partir del control geométrico durante la construcción del puente atirantado sobre la Bahía de Cádiz son las siguientes:

- Las características de este puente lo hacen especialmente flexible durante la construcción debido a la configuración longitudinal y seccional de la estructura junto con el proceso constructivo seleccionado con avance en voladizos cuasi-simétrico y dovelas de gran tamaño y peso; además, hay incertidumbres prácticamente imposibles de ajustar desde el punto de vista del modelo en un proceso como este con 1275 fases constructivas e innumerables cambios de sobrecargas y secuencias de proceso constructivo.
- Es absolutamente fundamental hacer un montaje en blanco muy cuidadoso de las dovelas en campa para que la colocación sea más sencilla, evitando la toma de decisiones en altura y tratando, en la medida de lo posible, de reproducir la geometría de fabricación.
- Esta flexibilidad e incertidumbres del modelo estructural complican sobremanera el control geométrico. Sin embargo, gracias a los tirantes y a un control exhaustivo de la geometría durante todo el proceso de construcción, se ha podido conseguir ajustar todas las desviaciones que se han ido produciendo, sin condicionar ni el transcurso de la obra ni la situación final de la estructura.
- Es imprescindible disponer las dovelas con un ángulo de colocación relativo al tablero ya construido. Intentar colocar respecto de las coordenadas absolutas retrasaría mucho la obra al tener que comprobar la geometría de izado a primera hora y con la multitud de diferentes sobrecargas sobre el tablero en una posición determinada. Además, se introducirían quiebros imprevistos en la rasante como consecuencia de la diferencia de funcionamiento del modelo respecto de la realidad, incluso con muy buenos ajustes de funcionamiento del modelo.
- El conocimiento de los pesos reales y de todas las cargas que gravitan sobre el tablero (sobrecargas de construcción) es fundamental para controlar la geometría del tablero que se va construyendo.
- En un puente de gran luz como el que se ha descrito, las variaciones de peso del pavimento provocan desplazamientos verticales del mismo orden que las desviaciones que se quieren corregir. Por tanto, hay que mantener el espesor medio prefijado a la hora de establecer la geometría de ejecución del tablero, con independencia de que localmente haya zonas con espesores mayores o menores que el espesor inicial.

Bibliografía

[1] G. Morgenthal, R. Sham, B. West, Engineering the tower and main span construction of Stonecutters Bridge, J Bridge Eng. 15 (2010) 144–152.
[2] M. Virlogeux, Erection of Cable-Stayed Bridges, the Control of the Desired Geometry; AFPC conference on suspension and cable-stayed bridges, Deauville, France, 1994.
[3] R. Adeline, M. Auperin, Monitoring and Adjustment of the Geometry and Cable Tension of Cable-Stayed Bridges Built Using the Balanced Cantilever Method; the case of Pont de Normandie; AFPC conference on suspension and cable-stayed bridges, Deauville, France, 1994.
[4] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.
[5] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del Puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos Avanzados de su Análisis, Congreso ACHE, Madrid, 2014.
[6] J. Manterola; A. Martínez; J.A. Navarro; S. Fuente; "Bridge over the Cádiz Bay, Spain". *37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People* p. 532-533.
[7] J.A. Navarro, C. Lucas, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 111–122.
[8] A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 71–85.
[9] L. Peset, C. Lucas, J. de los Ríos, J.M. González, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 123–142.
[10] Fib Model Code for Concrete Structures 2010; Federation internationale du Beton, 2010.
[11] Instrucción de hormigón estructural, EHE-08; Ministerio de Fomento, 2008.
[12] J.A. Navarro, A. Martínez, S. Fuente, Bases y aspectos relevantes del cálculo del proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 87–98.
[13] S. Fuente, A. Martínez, J.A. Navarro, Modelización estructural avanzada en el proyecto y construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 159–172.
[14] ABAQUS 6.13 [Computer Software]. Waltham, MA, Dassault Systems.
[15] V. Puchol, Monitorización e instrumentación del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 261–266.
[16] J.L. Castro, J. de los Ríos, J. Arroyo, J.L. Salamanca, Medios auxiliares empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 123–142.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):159–172

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Modelización estructural avanzada en el proyecto y construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Advanced structural modelling for the design and construction of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Silvia Fuente García[a,*], Antonio Martínez Cutillas[b] y Juan Antonio Navarro González-Valerio[a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, SL, Madrid, España*
[b] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, SL, Madrid, España*

Recibido el 2 de diciembre de 2015; aceptado el 19 de febrero de 2016
Disponible en Internet el 30 de marzo de 2016

Resumen

En la fase de proyecto del puente, y aún más durante su construcción, fue necesario desarrollar una serie de cálculos específicos para tener en consideración la configuración tridimensional de la estructura. Aunque en proyecto todos los elementos se dimensionaron en régimen elástico lineal, durante el estudio del proceso constructivo en muchos de ellos se consideró no linealidad geométrica para minimizar los refuerzos necesarios ante incrementos de carga, y no linealidad del material para la comprobación de elementos ya construidos, considerando plastificaciones locales en estado límite último.

Además se realizaron numerosos estudios para la optimización del proceso y de los ciclos tipo, así como para la calibración de los modelos de control geométrico que permitieron lograr una aproximación al comportamiento real muy exacta.

Por último, se incluyen estudios dinámicos de estabilidad aerolástica de tirantes y del fenómeno de acople de oscilaciones ocurrido durante el izado de una dovela desde barcaza.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: No linealidad geométrica; Elastoplasticidad; Vibraciones; Oscilación paramétrica; Modelización

Abstract

At the design stage of the cable-stayed bridge, and more so during the construction process, it was necessary to develop a series of specific analyses to take into account the three-dimensional configuration of the structure. Although initially every element was designed according to lineal elastic regimen, during construction, geometric non-linearity was considered to minimize reinforcements due to the increase of loads, and material non-linearity to assess already built elements, considering local yielding at ultimate limit state.

Additionally, several analyses were carried out to optimize the construction cycle and to calibrate geometric control models.

Finally, two dynamic studies have been included, aerolastic stability of the stays and coupling oscillations phenomenon occurred during the lifting of a segment from a barge.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Geometric non-linearity; Elastoplasticity; Vibrations; Parametric oscillations; Modelling

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: sfuente@cfcsl.com (S. Fuente García).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.02.005
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

1. Introducción

Durante la redacción del proyecto del puente atirantado de la Bahía de Cádiz, así como durante su construcción, se desarrollaron numerosos estudios que requirieron cálculos avanzados dentro del ámbito de las estructuras de distinta complejidad.

En fase de proyecto se realizaron modelos que tenían en cuenta los efectos tridimensionales en el puente para estudiar la eficacia de los diferentes elementos y dimensionarlos en régimen elástico lineal, como es habitual.

Durante el diseño del proceso constructivo fue necesario entrar en cálculos más complejos para la comprobación de los elementos previamente diseñados ante las nuevas acciones, así como la optimización del proceso constructivo, teniendo en cuenta generalmente no linealidades geométricas.

Una vez los elementos estaban construidos, incrementos en las cargas o variaciones en las acciones durante la construcción obligaron a los modelos que consideraran la no linealidad del material, los modelos complejos de hormigón o los problemas de contacto.

Se incluyen también los cálculos específicos correspondientes a las modelizaciones realizadas para anticipar efectos dinámicos, como la estabilidad aerolástica de tirantes ante la excitación paramétrica, y reproducir el fenómeno de vibraciones ocurrido durante el izado de una dovela [1–5].

2. Análisis durante la fase de proyecto

Para el cálculo general del puente atirantado se desarrolló un modelo general de barras [6], complementado durante la fase de proyecto con múltiples modelos de elementos lámina, algunos de los cuales ayudaron a tomar decisiones importantes, relativas fundamentalmente a la configuración tridimensional del puente.

La sección transversal es un cajón mixto. En el tramo central del vano principal atirantado, con flexión fundamentalmente transversal entre tirantes, consta de chapa inferior, 2 almas exteriores muy tendidas, platabandas superiores laterales y losa de hormigón. En la zona cercana a la torre, sin tirantes, y en los vanos de compensación, se añaden 2 almas verticales con sus alas superiores, conformando un cajón central [4].En proyecto se analizó la longitud eficaz del alma vertical central en el cajón atirantado, que finalmente se prolongó hasta una distancia de 65 m de la torre en el vano principal, (estando el primer tirante anclado a 55 m) y en todo el vano de compensación. De ser menor, la deformación por cortante era excesiva y en una longitud mayor no aportaba ninguna ventaja adicional (fig. 1).

Se estableció también la colaboración a cortante de cada chapa en la zona de 4 almas, siendo de un 75% para las centrales y un 25% para las laterales.

Se verificó la menor colaboración de las chapas superiores laterales frente a las del cajón central en la zona de las torres, debido a la mayor longitud de las almas laterales y menor colaboración a cortante. Esto llevó a hormigonar y pretensar los 15 primeros metros a cada lado de la torre durante la construcción del voladizo.

Se dimensionaron todos los diafragmas transversales en régimen elástico lineal para las cargas en estado límite último en servicio, tanto los de tirantes como los de apoyos e intermedios, con o sin almas centrales (fig. 2).

Además, estos modelos permitieron evaluar, entre otras cosas, los refuerzos necesarios para el apoyo de los carros, de dimensiones mayores que los previstos inicialmente para dovelas de menor tamaño, y los refuerzos en las zonas de tirantes.

En fases iniciales de proyecto se planteó la utilización de una viga de borde en la que se materializaba el anclaje de los tirantes al tablero y que transmitía las compresiones debidas al tesado de los mismos, independizando el tesado del hormigonado de la

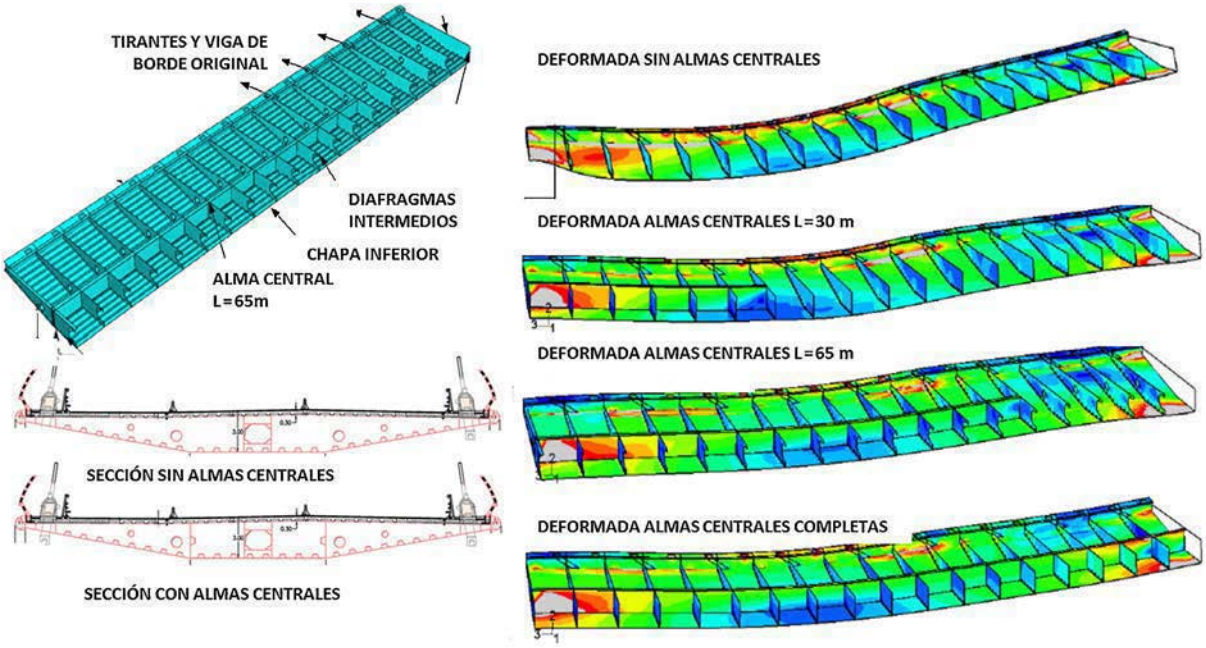


Figura 1. Estudio de longitud eficaz de almas centrales. Deformadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

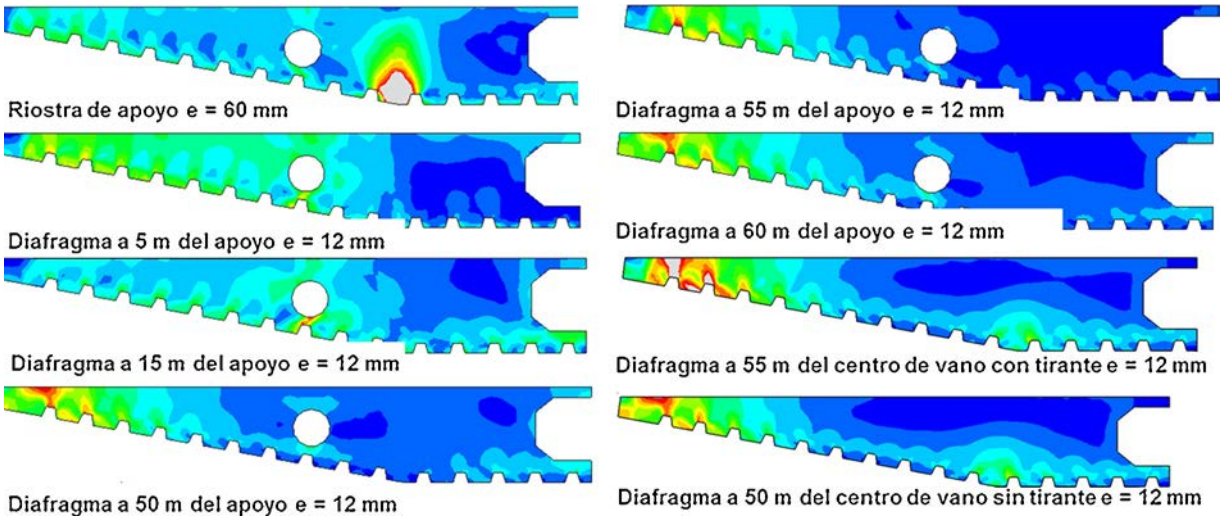


Figura 2. Comprobaciones en proyecto de distintos diafragmas transversales.

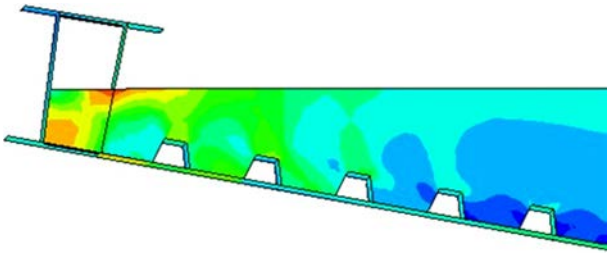


Figura 3. Modelo de tablero con viga de borde.

losa (fig. 3). Finalmente se decidió eliminar esta viga que suponía un incremento en la cuantía de acero a costa de hormigonar unas bandas laterales en las dovelas tipo, capaces de transmitir la compresión antes de proceder al tesado de los tirantes.

3. Análisis en fase de estudio del proceso de construcción hasta el tesado de los primeros tirantes

Una vez predefinido el proceso constructivo del tablero descrito en los artículos [7,8] se realizó un modelo evolutivo completo de elementos finitos en régimen elástico lineal de los 130 primeros metros de tablero, en el que se comprobaron todas las fases hasta la colocación de los primeros tirantes (fig. 4), obligando a subdividir alguna de ellas. Afectó, entre otras, a la de puesta en carga de los primeros tirantes, que inicialmente se tesaban al 50% de la carga total necesaria, se hormigonaban las franjas laterales para poder aplicar el resto de carga sobre un área mayor, retesando los tirantes y hormigonando la zona central de la losa para proceder al izado de las siguientes dovelas.

Uno de los problemas estudiados en detalle, a raíz de las conclusiones de este modelo evolutivo elástico lineal, fue la

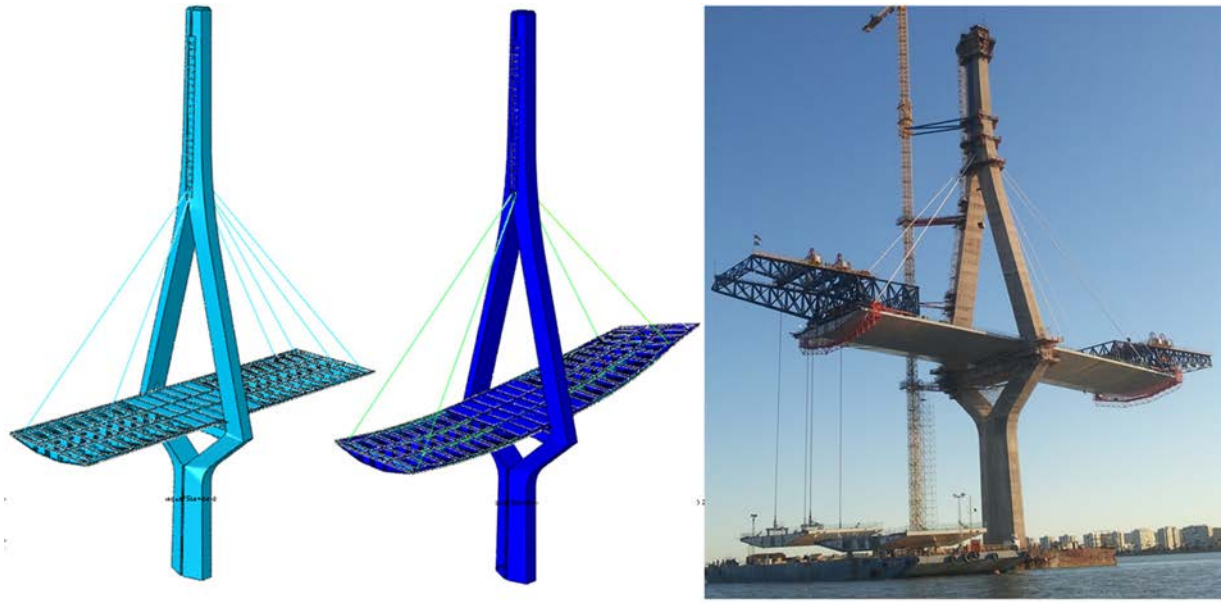


Figura 4. Modelo de elementos finitos de calibración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

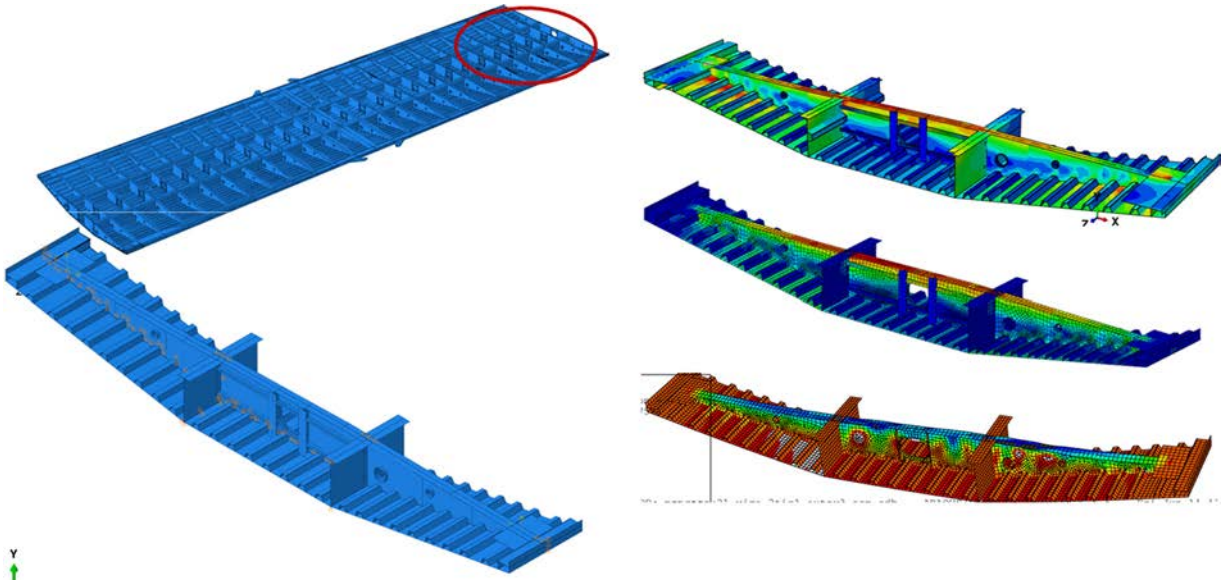


Figura 5. Comprobaciones del diafragma del primer tirante.

comprobación del diafragma del primer tirante. Debido a que este se encuentra a 55 m de la torre, siendo la separación entre el resto de tirantes de 10 m, su carga es muy importante, de 11.000 kN en total, la mitad de la misma aplicada sobre el diafragma antes de hormigonar la losa superior, trabajando por tanto solamente la estructura metálica.

Del modelo general evolutivo se extrajo el estado tensional correspondiente al tesado sobre el acero solo, teniendo en cuenta que parte de la carga del tirante pasa a los diafragmas anterior y posterior.

A continuación se desarrolló un modelo parcial del diafragma para estudiar su comportamiento transversal reproduciendo las mismas tensiones (fig. 5); se aplicó una imperfección inicial basada en los modos de pandeo, comprobando el pandeo lateral y abolladura del diafragma [9]. Finalmente se reforzó el diafragma y se modificó la secuencia de hormigonado, ejecutando

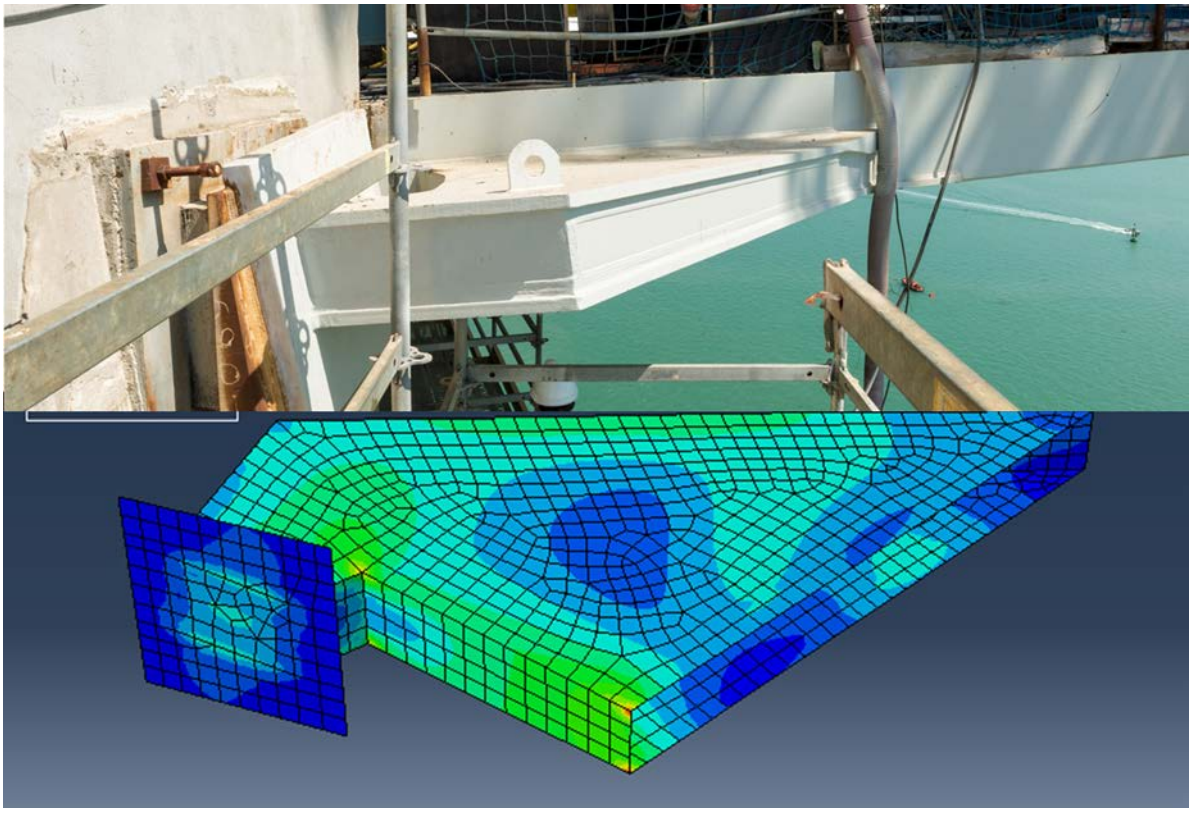


Figura 6. Topes longitudinales provisionales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 7. Modelo de elementos finitos de ciclo tipo de dovela.

una franja transversal además de las franjas laterales antes de la aplicación de la segunda mitad de la carga.

Del mismo modo, en esta fase se analizaron los elementos provisionales para la sujeción longitudinal del puente, que se habían dimensionado en proyecto y se modificaron para eliminar la rigidización interna y facilitar su fabricación, minimizando a su vez el incremento de espesor necesario para evitar abolladuras, y se comprobaron operaciones delicadas como la de sustitución de apoyos con gatos provisionales (fig. 6).

4. Estudio y optimización del ciclo tipo de colocación de dovela

Al comenzar la construcción del puente, se detectó que la tarea crítica dentro del ciclo tipo era la de soldadura entre dovelas, por lo que se tomó la decisión de izar dovelas de 20 m de longitud. En principio estas se izaban con bandas laterales de hormigón para poder tesar los tirantes delanteros de las 2 parejas de cada dovela lo más rápidamente posible. A medida que aumentaba la distancia a la torre, y por tanto el desequilibrio, se redujo el peso de las dovelas a izar eliminando el hormigón lateral.

Se desarrolló un nuevo modelo evolutivo para el estudio del ciclo de dovela tipo, combinando en este caso barras para la torre, los tirantes y elementos de tablero fuera de la zona a estudiar, con elementos lámina para 2 dovelas (fig. 7).

En él se estudiaron las comprobaciones generales necesarias para un ciclo tipo, así como las secuencias de hormigonado y tesado dentro del mismo. En la figura 8 se pueden apreciar las deformaciones que se producen en el tablero a lo largo de un ciclo.

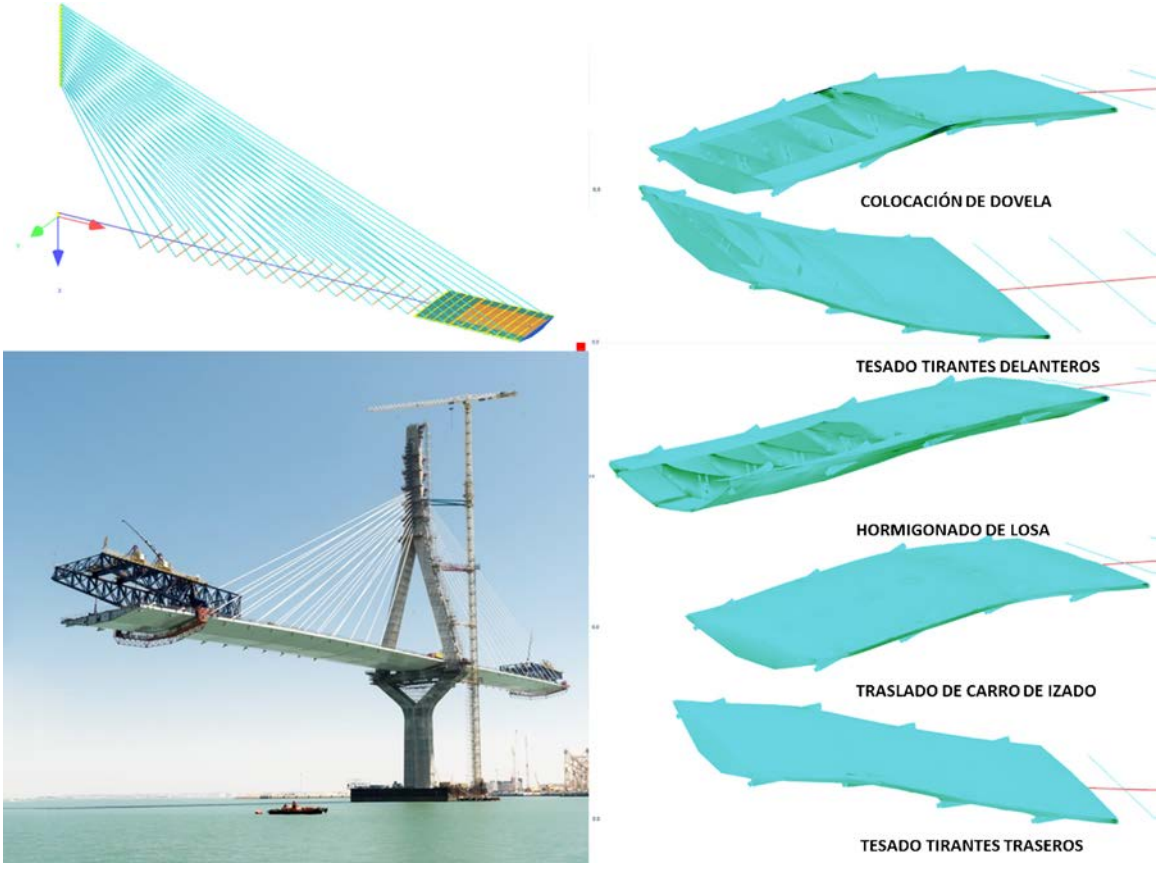


Figura 8. Deformaciones evolutivas a lo largo de la secuencia del ciclo tipo de dovela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

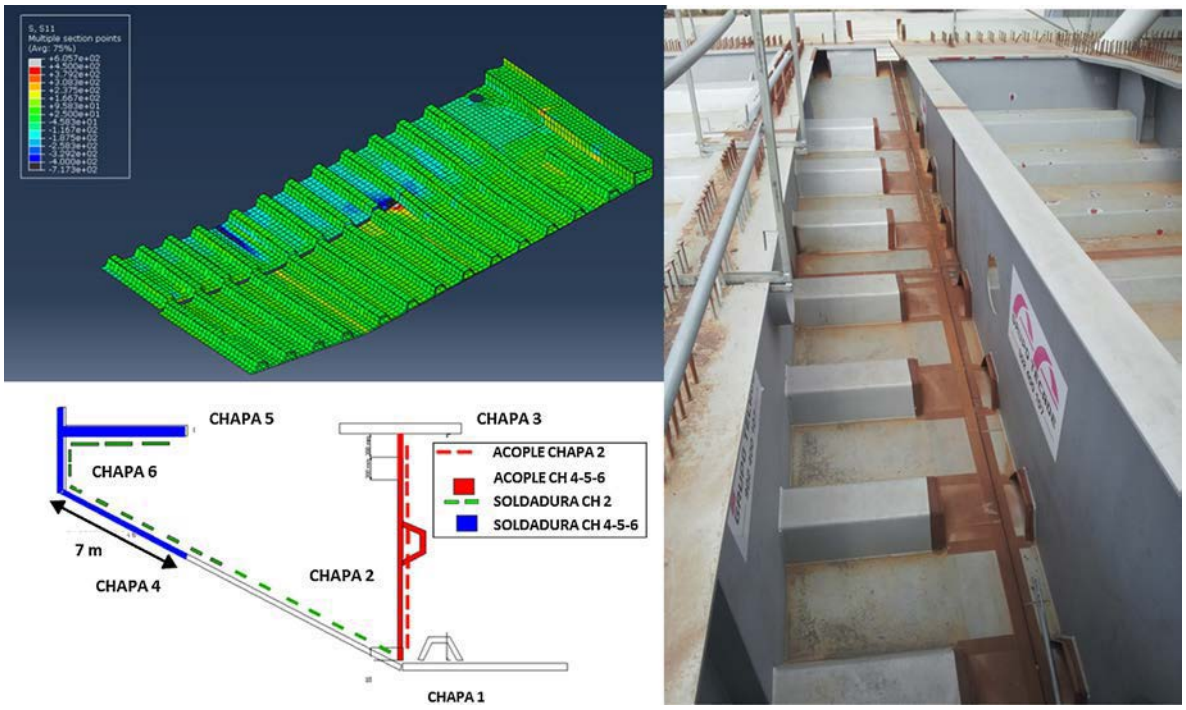


Figura 9. Soldadura parcial para proceder al hormigonado de las juntas de hormigón. Esquema, modelo y soldadura.

Durante la construcción se realizaron además una serie de verificaciones adicionales solicitadas por la obra de operaciones que permitieron optimizar el ciclo de dovela, entre ellas:

– Obtener la soldadura mínima necesaria de la dovela izada para comenzar el ferrallado y hormigonado de las juntas entre dovelas y franjas laterales, que se estableció en almas centrales cuando existían, recinto estanco en los extremos de la sección y 7 m extremos de las almas inclinadas con su rigidización (fig. 9).
– Establecer las resistencias mínimas de los hormigones de las juntas entre dovelas y entre losas prefabricadas para el tesado de los tirantes distinguiendo entre traseros y delanteros de la dovela, y cordón patrón. Se requirió una resistencia mínima de 40 MPa para el tesado de la pareja delantera de tirantes.
– Fijar el desequilibrio máximo de tesado de cordones entre el tirante izquierdo y el derecho de un mismo lado y nivel, limitado en función de la configuración de las losas de hormigón para evitar la fisuración de la losa. Este desequilibrio se estableció en 300 kN para la configuración de losa parcialmente hormigonada (caso del tesado de los tirantes delanteros) y 1.000 kN para la losa completamente hormigonada (tirantes traseros y retesado de los delanteros) (fig. 10).
– Comprobar el desequilibrio máximo admisible entre niveles de tirantes del vano principal y de compensación una vez el tablero estuvo apoyado en las pilas traseras, ya que a partir de ese momento en teoría existía más libertad para avanzar de forma no simétrica mientras se completaban las operaciones de llegada a pila. Se fijó el criterio de no fisurar la torre en ningún momento para no añadir más incertidumbres a las deformaciones y, con ello, al control geométrico. Para tal fin se utilizó el modelo de la torre [10] de elementos finitos sólidos para el hormigón y láminas para los armarios metálicos (fig. 11). Como conclusión de este análisis se decidió no permitir el desequilibrio de más de una pareja de tirantes a izquierda y derecha del mástil.

El ciclo tipo que se estableció definitivamente para la colocación de las dovelas en esta fase se describe detalladamente en [7].

5. Calibración del modelo general durante el proceso para el control geométrico

Una vez hubo comenzado la construcción del tablero, fue imprescindible realizar una calibración lo más precisa posible de los modelos de cálculo para ajustar a la realidad las deformaciones obtenidas con el modelo y poder establecer las cotas de montaje de cada dovela en su momento de izado y soldado, teniendo en cuenta que, una vez finalizado el proceso constructivo previsto, se debía llegar a la rasante final.

Para ello se llevaron en paralelo varios modelos diferentes, con distintos niveles de aproximación:

Un modelo de barras con las 1.275 fases de construcción implementadas, descrito con detalle en [6,8].

Un modelo de elementos finitos elástico lineal, de láminas para los elementos metálicos del tablero, incluyendo todas las chapas, refuerzos, rigidizadores, topes longitudinales, láminas para la losa superior de hormigón y elementos sólidos para el hormigón de la torre y la losa inferior del tablero, de espesor muy importante. En este modelo se realizaron las comprobaciones necesarias durante las fases en voladizo sin tirantes y

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

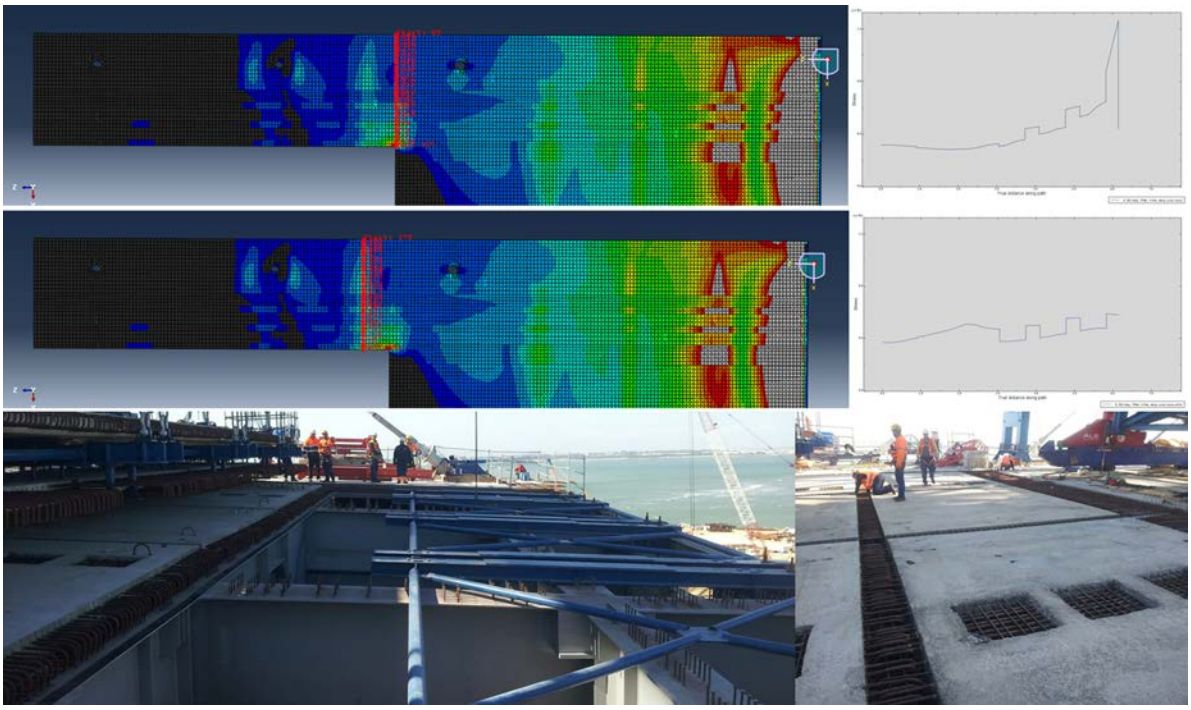


Figura 10. Tensiones en la losa ante desequilibrio de tesado de cordones.

hasta el tesado de los primeros tirantes, elementos que también se incluyeron, tanto desde el punto de vista resistente durante el estudio inicial de proceso como se ha indicado antes, como para la obtención de desplazamientos lo más exactos posibles (fig. 4).

Se incorporó a este modelo global el modelo 3D previamente realizado de la torre, con elementos tipo sólido para el hormigón y láminas para las chapas del armario metálico superior, modelo que se utilizó para el proceso de construcción evolutivo de la torre y para el diseño de la parte superior de la misma, como se explica en [10].

Además se realizó un esfuerzo importante para obtener los módulos de elasticidad del hormigón lo más aproximados posibles a la realidad, con ensayos específicos y correlaciones con las resistencias de cada zona, obteniendo distintos módulos para los hormigones de la torre del muelle y de la bahía, de diferente dosificación por necesidad de distintos tiempos de fraguado.

A su vez, en obra se desarrolló otro modelo evolutivo de elementos finitos, a modo de contraste, realizado con elementos tipo lámina para las chapas longitudinales, losas y diafragmas, y barras para rigidizadores, torres y tirantes (fig. 12).

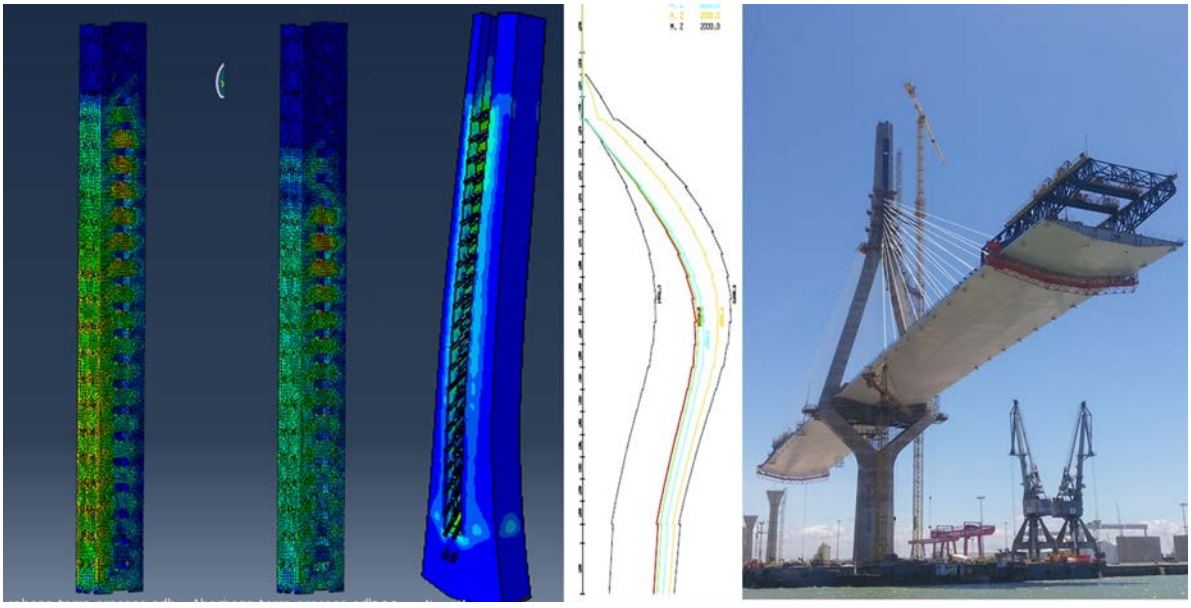


Figura 11. Tensiones en la torre para desequilibrio de tesado de tirantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

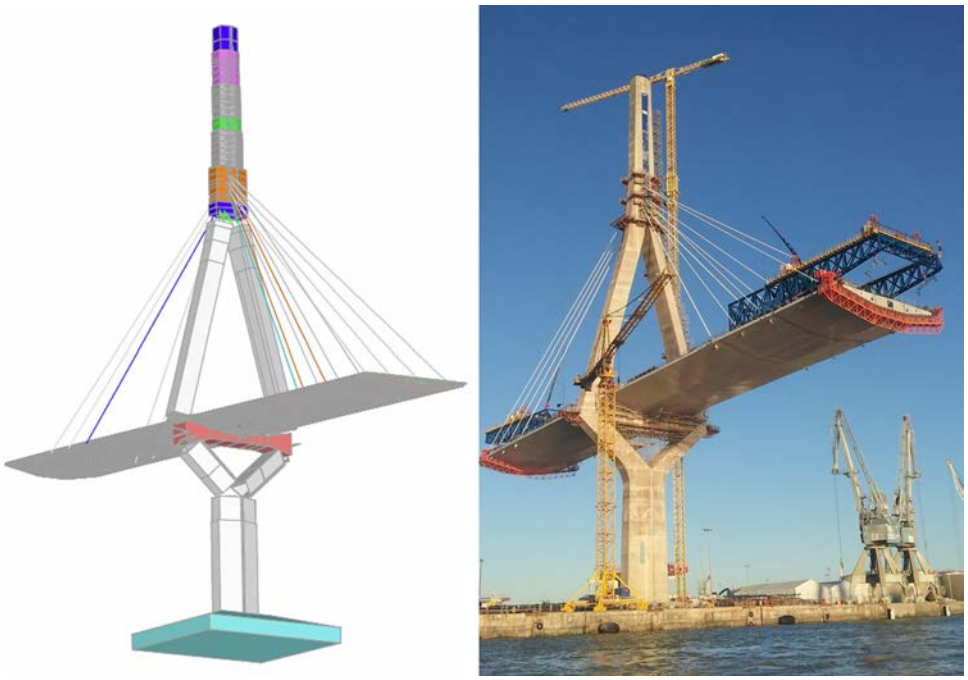


Figura 12. Modelo evolutivo de elementos finitos de contraste.

Se logró que con el ajuste de todos los modelos, las deformaciones medidas en obra fueran muy aproximadas a las esperadas, estimadas con el modelo de barras [11].

Uno de los estudios que se realizaron, y en el que se encontraron mayores diferencias entre los 3 modelos, fue la calibración de la deformación por esfuerzo cortante tipo Timoshenko del tramo de tablero sobre la torre entre los apoyos que configuran el empotramiento provisional antes de la colocación de los 4 primeros tirantes, para cargas no simétricas. Se trata de una zona con esfuerzo cortante muy grande y flexión pequeña. Incluso dentro de la misma formulación de un único programa se producían variaciones importantes al variar el tamaño del elemento o condiciones de apoyo (fig. 13).

Por otro lado, se estimó la rigidez de las dovelas tipo durante el izado ante las distorsiones producidas por las diferencias de carga entre los 4 cables de izado, comprobando que las tensiones provocadas eran pequeñas para magnitudes que permitían el acople de la dovela colgada mediante leves distorsiones de la misma.

6. Operaciones especiales de los cierres y las dovelas singulares

Como ayuda al diseño de las operaciones de cierre del puente tanto en centro de vano como en la conexión con el tramo de hormigón y el apoyo en la pila 10, final del tramo desmontable, fue necesario ajustar tanto las rigideces de los voladizos como el comportamiento transversal de las últimas dovelas de grandes dimensiones (fig. 14).

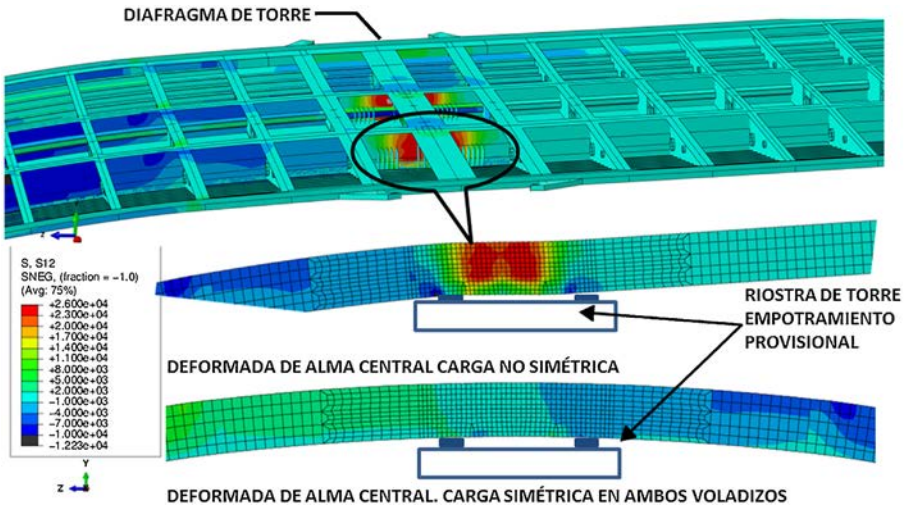


Figura 13. Deformación por esfuerzo cortante en zona de empotramiento provisional ante cargas simétricas y no simétricas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Elemento			Desplazamiento (mm)			Giro (mrad)		
			Long	Vert	Transv	Eje long	Eje vert	Eje transv
P10 dovela 16ip12 pk- (acero solo)	Fuerza 100 kN	Vert	-4	85	0	0,0	0,0	-1,4
		Transv	0	0	14	0,1	0,1	0,0
	Momento 1000 mkN	Eje long	0	0	1	4,7	0,2	0,0
P10 dovela 15ip12 pk-	Fuerza 100 kN	Vert	-1	13	0	0,0	0,0	-0,3
		Transv	0	0	8	0,1	0,0	0,0
	Momento 1000 mkN	Eje long	0	0	1	0,1	0,0	0,0
cdv	Fuerza 100 kN	Vert	-1	26	0	0,0	0,0	0,4
		Transv	0	0	27	0,0	-0,1	0,0
	Momento 1000 mkN	Eje long	0	0	0	0,2	0,0	0,0
P15 dovela 16dp13 pk+ (acero solo)	Fuerza 100 kN	Vert	2	47	0	-0,1	0,0	1,0
		Transv	0	0	11	0,1	-0,1	0,0
	Momento 1000 mkN	Eje long	0	0	1	3,6	-0,2	0,2

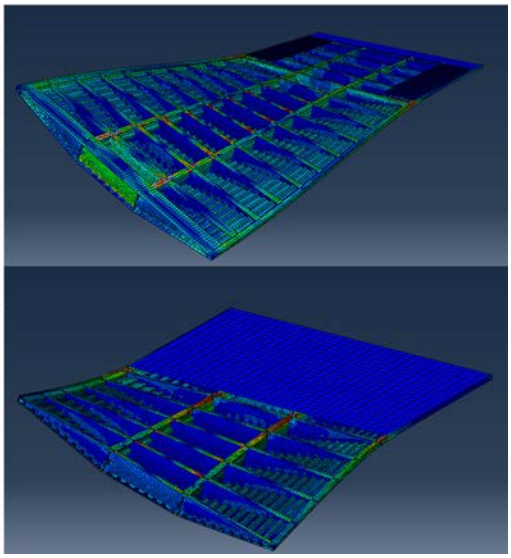


Figura 14. Resumen de rigideces antes de los cierres. Modelos de dovelas extremas en vanos de compensación.

En concreto, la última dovela izada del lado Cádiz, la 16IP12, tiene una longitud de 50 m exentos de tirantes, ancho variable de 33,2 a 34,2 m y algo más de 10.000 kN de peso. Una vez estaba prácticamente construida, se diseñaron los procedimientos de transporte e izado, para lo que se realizó un estudio pormenorizado de todas las situaciones de carga por las que pasaría, implementando los mínimos refuerzos necesarios para resistirlas, así como de las rigideces tanto global de la dovela completa, como en voladizo, o la deformación transversal de los frentes en el momento de proceder a la soldadura (fig. 15). Todo esto se hizo en colaboración con los servicios técnicos de la empresa constructora para poder dimensionar los medios auxiliares necesarios para las operaciones especiales descritas en [12].

La dovela 16IP12 abarcaba 11 diafragmas transversales, del 160 al 170, de puente. Su pesaje se realizó apoyada en 4 puntos, en la intersección de las almas centrales con los diafragmas 160 y 170, utilizando chapas de reparto de 600 × 600 × 60 mm. La flecha máxima prevista durante el pesaje era de 8 cm. La flecha medida fue muy similar, con diferencias menores que el error de los sistemas de medida, por lo que el modelo se validó para las siguientes configuraciones.

Durante el transporte de la misma sobre equipos multirruedas, su apoyo se materializó en 6 diafragmas, del 162 al 167. Se obtuvo la deformada de la dovela para que la carga en los diafragmas correspondientes a cada grupo de multirruedas fuera la misma, de manera que se calzaron con tablones los apoyos según esta deformada para que la carga se distribuyera lo más uniformemente posible. A esta deformada hubo que añadir la contraflecha de construcción.

El izado de la dovela se realizó colgándola de los diafragmas 160 y 169, estando los puntos de cogida del diafragma 169 separados 17,20 m, para salvar los pescantes necesarios para el bloqueo, y por tanto no dispuestos en la intersección con las almas centrales. Fue necesario reforzar su alma, incrementando el espesor de 15 a 25 mm en los 7 m de los vuelos más próximos a las almas centrales, añadir un refuerzo vertical del cuelgue de

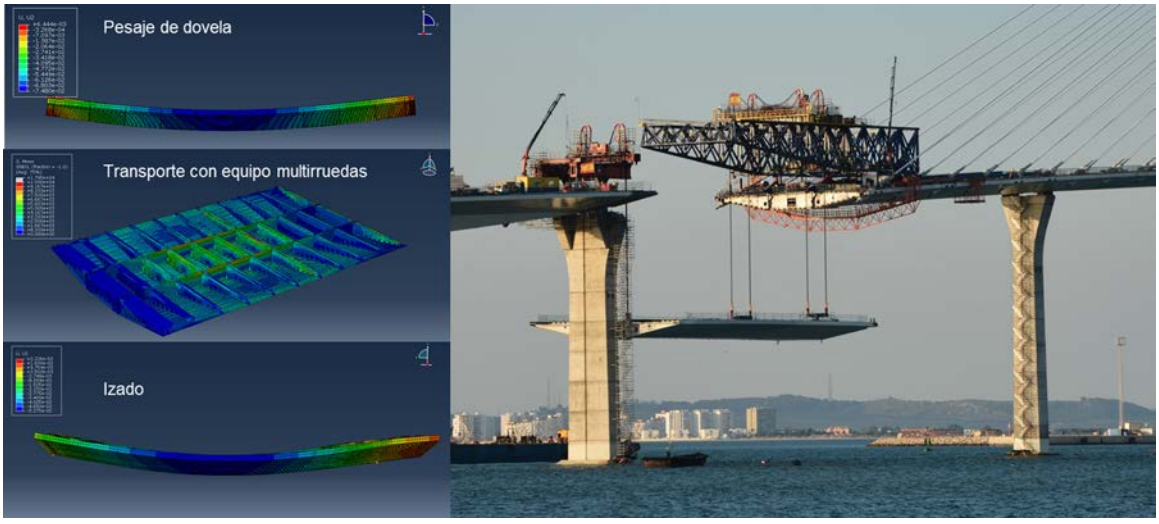


Figura 15. Deformadas de la dovela extrema del lado Cádiz en sus distintas configuraciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

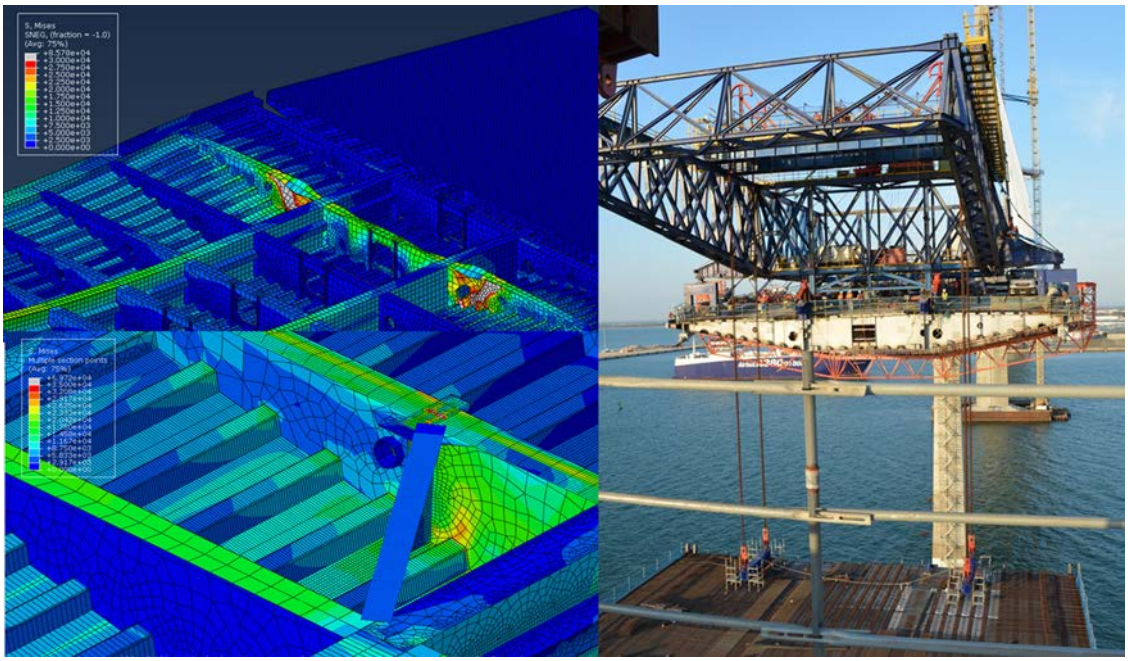


Figura 16. Diafragma 169: pandeo lateral del diafragma original, refuerzo propuesto e izado.

30 mm de espesor hasta la parte inferior del alma, y reforzar localmente la chapa de conexión de la unión atornillada. Además, para resistir las fuerzas longitudinales de ripado, se dispuso un puntal que transmitiera la carga a la intersección de las almas centrales con el diafragma 168 (fig. 16).

Se estudió también la necesidad de aplicar fuerzas en los extremos de los voladizos de las dovelas 15 y 16 para igualar la deformada transversal antes de proceder a la colocación de los bloqueos correspondientes con holguras mínimas, siendo necesario aplicar en el extremo de cada voladizo una fuerza vertical de 520 kN en el momento del bloqueo, una vez estaba la dovela sujeta con los pescantes en la intersección de las almas centrales con los diafragmas 160 y 169 (fig. 17). De esta forma se permitía además el acople de la dovela en voladizo y la dovela colgada dentro de las tolerancias permitidas para proceder a la soldadura [11].

7. Comprobaciones de las losas durante la retirada de los carros de izado

Los carros de izado de dovelas fueron los medios auxiliares de mayor envergadura del puente, con un peso superior a 5.000 kN concentrados en el extremo de los voladizos. Requirieron el diseño de los refuerzos locales de apoyo en todas las fases de construcción. Su traslado se realizaba durante el avance por medio de vigas carril que apoyaban en los diafragmas transversales, no solicitando en ningún caso la losa localmente.

Al finalizar la construcción del tablero, y para mayor rapidez, la retirada de 3 de los carros se realizó por medio de unidades multirruedas sobre las losas del tablero, llevándolas al límite de su capacidad. Se realizó un estudio muy detallado para optimizar el número de unidades multirruedas, los elementos mínimos a desmontar del carro antes de su traslado y la posición hasta la

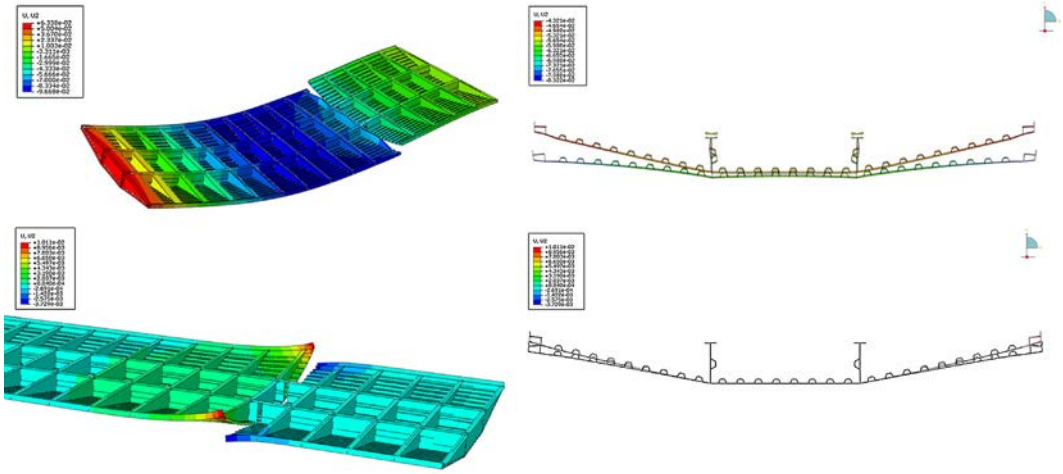


Figura 17. Deformación transversal de la dovela izada y actuación con gatos en extremos de voladizo para su acople.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

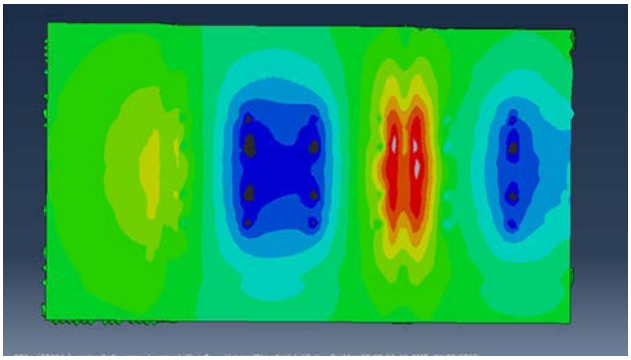


Figura 18. Tensiones en la losa durante el traslado de los carros de izado.

cual era inevitable la utilización de las vigas carril por encontrarse la losa traccionada (fig. 18).

La retirada de los carros, debido a la magnitud de la carga que iba a circular sobre el puente, se instrumentó tratando los resultados como una prueba de carga del tablero y los tirantes. Durante las pruebas se obtuvieron deformadas muy ajustadas a las previstas por los modelos, cumpliendo en todo caso los valores indicados en las recomendaciones de pruebas de carga, máxime cuando en este caso se desconocía el peso exacto del carro. Las mayores diferencias, siempre por debajo del 10%, se observaron en los últimos metros del extremo del voladizo, debido a que no se actualizaba la fisuración de la losa ni el ancho eficaz para cada posición del carro. Estos efectos locales desaparecen para la configuración final del puente, cerrado en centro de vano, y la magnitud de las cargas de servicio.

8. Detalles de los anclajes

Otro tipo de análisis que se realizó durante la construcción fue la validación de elementos ya construidos ante incrementos de cargas o errores de fabricación que excedían las tolerancias.

En estos casos ha sido necesario implementar modelos más avanzados, considerando tanto no linealidad geométrica como del material, y la derivada de los contactos [13].

Uno de los que se llevó a cabo fue el modelo de validación de las placas de anclaje de tirantes a la torre para todos los tamaños de placa. Se realizó un modelo paramétrico de elementos finitos sólidos no lineal con acero elastoplástico, reproduciendo con superficies de contacto la forma de aplicación de las cargas y el apoyo de la placa en la viga. Se modelizaron las vigas que transmiten las cargas al armario metálico de la torre, las placas, tuercas y gatos de tesado, todo con su geometría real, incluyendo los rebajes ejecutados en las chapas para garantizar el apoyo o conseguir los ángulos finales, que en algunos casos suponían una pérdida de espesor respecto del proyecto (fig. 19).

Con este modelo se comprobó la validez tanto de las placas como del contacto con la viga en estado límite de servicio, en régimen elástico lineal y en estado límite último considerando la plastificación del acero.

Del mismo modo se estudiaron los anclajes de los tirantes al tablero y los tubos rigidizados (fig. 20).

Los anclajes de los transmisores de impacto a la torre de la bahía se estudiaron también con un modelo complejo no lineal geométrico y del material con elementos finitos sólidos, ya que

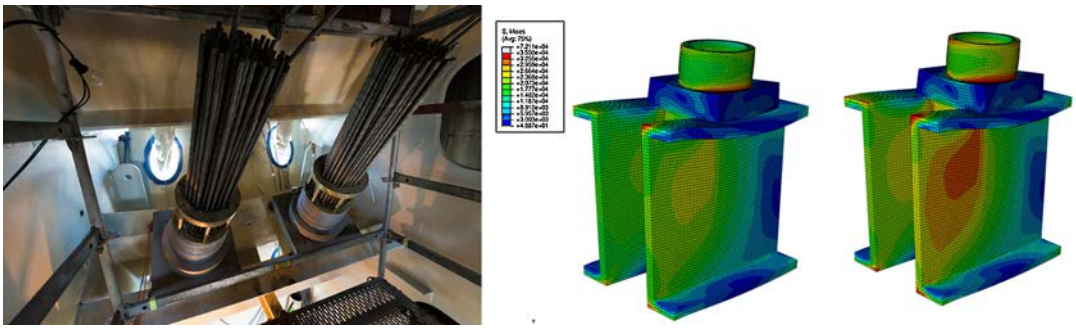


Figura 19. Detalle del anclaje de tirante en la torre.

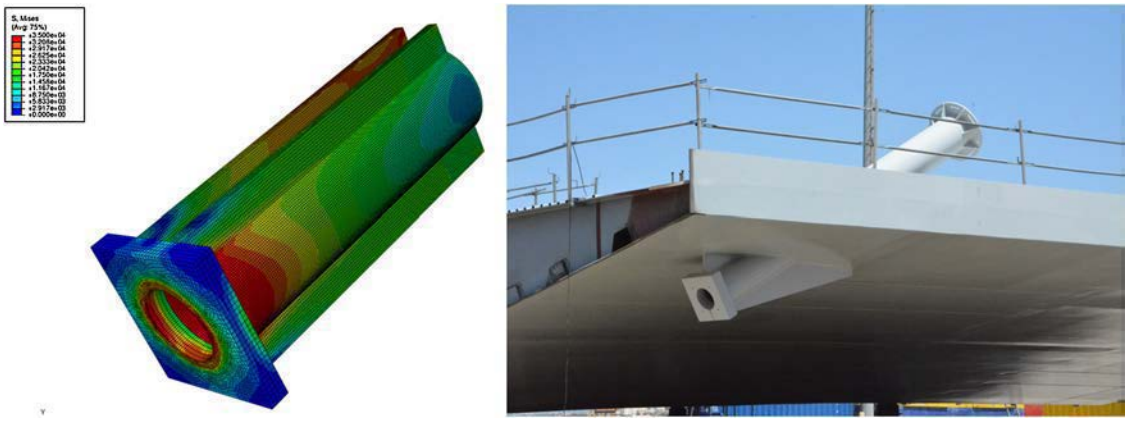


Figura 20. Detalle del anclaje del tirante al tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

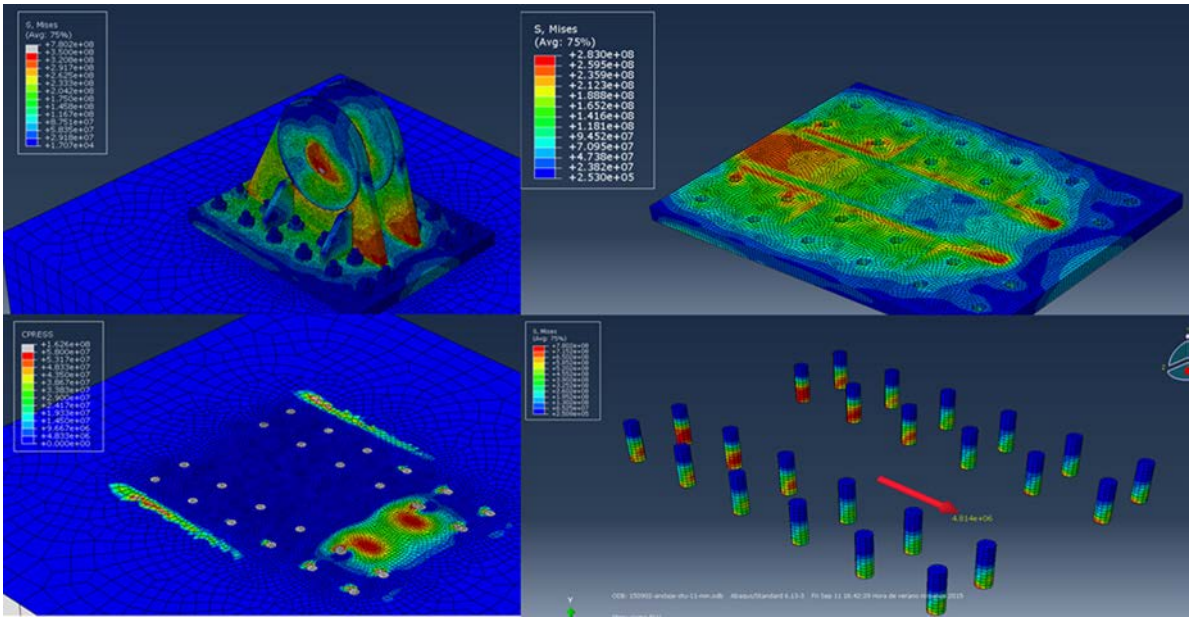


Figura 21. Modelo de detalle del anclaje de los transmisores de impacto a la torre.

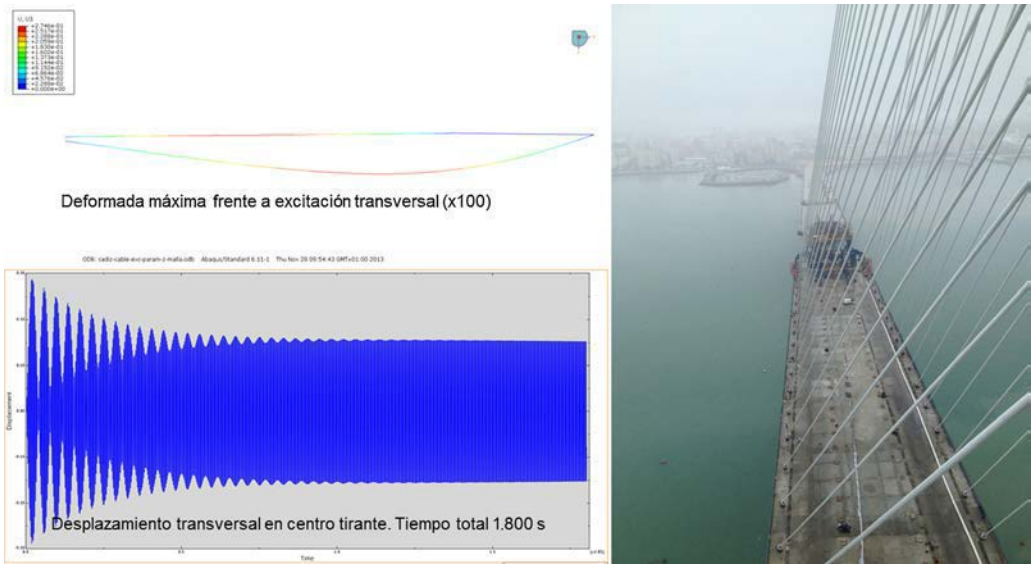


Figura 22. Amplificación transversal del desplazamiento impuesto en los anclajes de los tirantes.

se instalaron durante la ejecución de la torre, y fue necesario revisarlos al terminar la construcción del puente para las fuerzas sísmicas correspondientes a la masa final del tablero (fig. 21).

9. Estabilidad aerolástica de los tirantes

Para garantizar la estabilidad aerolástica de los tirantes frente al fenómeno de excitación paramétrica, se realizó un estudio dinámico excitando el cable con un desplazamiento impuesto con la frecuencia correspondiente a la de bataneo de la torre y el tablero, obtenida del modelo general [14,15].

El efecto de amplificación vertical y longitudinal es despreciable. Sin embargo para el efecto de desplazamiento transversal, la amplitud máxima del desplazamiento en el centro del tirante es del orden de un diámetro de la vaina, encontrándose dentro de los límites admisibles establecidos de 2 veces el diámetro [16] (fig. 22).

10. Vibraciones ocurridas en el tablero durante un izado de dovela desde barcaza

10.1. Descripción del fenómeno de vibraciones

Inicialmente, durante el estudio del proceso de construcción, se había comprobado que el periodo de vibración de la barcaza debida al oleaje habitual en la bahía durante el izado de dovelas quedaba lejos de la estructura en todo momento para cada fase constructiva.

Sin embargo, durante el izado de la dovela 11iP13, la última antes de la llegada a las pilas de retenida, se produjo un fenómeno

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

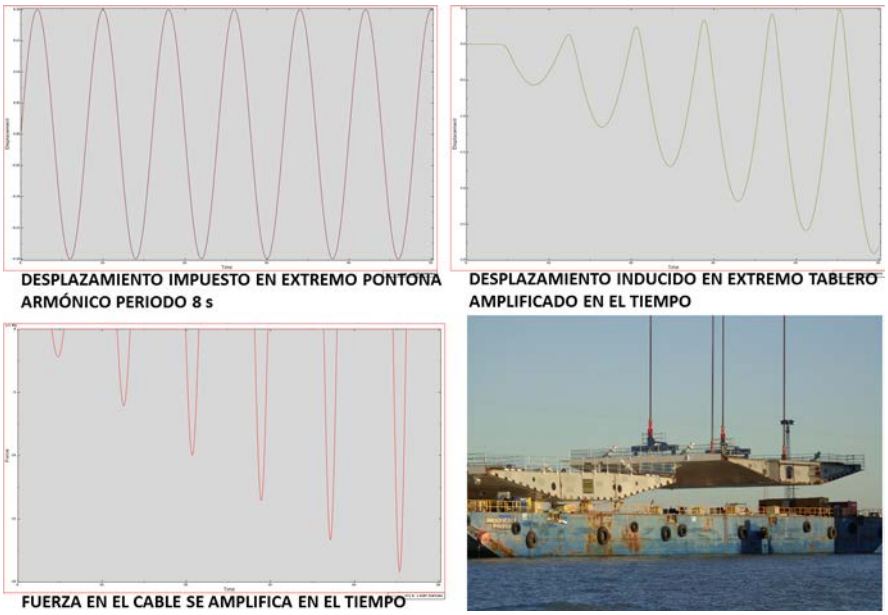


Figura 23. Desplazamientos del tablero (m) y fuerza en cable (kN) en el tiempo (s) para un desplazamiento armónico impuesto en la pontona.

de vibraciones para un periodo cercano a la mitad del de la estructura en ese momento, correspondiente a un oscilador paramétrico, con oscilaciones forzadas del conjunto cable-barcaza, inducidas por el comportamiento no lineal de los cables de izado (distinto comportamiento a tracción y compresión).Mientras la dovela se encontraba apoyada en la pontona —para una tensión relativamente baja en los cables de izado, y ante un movimiento armónico de pequeña amplitud, correspondiente al de mar de fondo, que probablemente aquel día coincidía con el periodo propio de la pontona como flotador— se produjo de forma alterna un incremento y una pérdida de carga en los cables de izado, induciendo un desplazamiento anómalo divergente en el extremo del voladizo del tablero. Estos movimientos del tablero se producían con el periodo propio de la estructura en ese momento, que era de 13,8 s, y se amplificaron hasta que se soltó completamente la carga en los cables abortando la operación.

10.2. Modelo de cálculo

Para reproducir el fenómeno de vibraciones ocurrido de forma cualitativa se realizó un modelo no lineal de un grado de libertad en el que se modelizaron [13]:

- Un muelle con masa y rigidez tales que su periodo propio de vibración fuese T = 13,8 s similar al del puente en la configuración de ese día.
- Un cable no lineal de área y rigidez igual a la de los cables de izado, que no soportara compresiones.
- Desplazamiento impuesto armónico en el extremo del cable representativo del movimiento del flotador con la ola correspondiente al mar de fondo.

Se realizó un estudio paramétrico para distintos periodos de ola, con una amplitud de 0,20 m, similar a la de aquel día, obteniéndose gráficas a lo largo del tiempo de los resultados de (fig. 23):

- Desplazamiento vertical en la pontona (igual al desplazamiento impuesto).
- Desplazamiento vertical en el tablero (representativo de las vibraciones en el tablero).
- Fuerza en el cable.

Consideramos el modelo estudiado válido cualitativamente para explicar el fenómeno de amplificación de vibraciones ocurrido, no así cuantitativamente. Tanto las fuerzas impulsivas obtenidas con el modelo como los desplazamientos son mucho más mayores que los que ocurrieron en la realidad.

Para obtener unos valores realistas sería necesario calibrar el modelo, que en este caso es de un grado de libertad, considerando el modelo completo del puente, así como las condiciones de contorno (flexibilidad introducida por el sistema hidráulico de izado y masa de la pontona sobre el agua).

10.3. Protocolo establecido para los restantes izados

A partir de aquel momento, y previo a cualquier izado de losas o dovelas, se estableció un protocolo a seguir que incluía la medición de oscilaciones de la pontona una hora antes de la prevista para el izado, obtención de la transformada discreta de Fourier para extraer las frecuencias de las oscilaciones, que debían mantenerse alejadas del doble de la frecuencia vertical propia de la estructura en el momento del izado. Como precaución adicional se comprobaba que no existiera un único periodo fundamental de máxima energía en las oscilaciones de la pontona, ya que cuando existen 2 o más periodos diferenciados, aunque se produzca amplificación de oscilaciones para el primero de ellos, la presencia de otras frecuencias favorece que no exista acoplamiento, no incrementándose la amplitud de las vibraciones en el tiempo.

Para poder anticiparnos a este fenómeno, se realizó un estudio de los periodos propios de vibración de la pontona para cada

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

carga y calado, que se comparaba los días antes del izado con las previsiones de frecuencias de oleaje en la bahía, de manera que era posible lastrar más o menos la pontona, modificando de esta forma el periodo propio de la misma, para que estuviera suficientemente alejado del periodo de más energía del oleaje.

Bibliografía

[1] J Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona 2011, 723-724.

[2] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: aspectos avanzados de su análisis, Congreso ACHE (2014) 283–284, Madrid.

[3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Bridge over the Cádiz Bay, Spain. 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People, pp. 532-533.

[4] J. Manterola, A. Martínez, Concepción general del proyecto del puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 1–19.

[5] A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro, S. Fuente, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 71–85.

[6] J.A. Navarro, A. Martínez, S. Fuente, Bases y aspectos relevantes del cálculo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 87–98.

[7] C. Lucas, J.A. Navarro, El Proceso constructivo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 101–109.

[8] J.A. Navarro, C. Lucas, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 111–122.

[9] Eurocode 3–Design of steel structures–Part 1-5: Plated structural elements, EN 1993-1-5-Annex C: 2006; European Committee for standardization, 2006.

[10] S. Fuente, J. de Los Ríos, Proyecto y construcción de pilas y torres del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 49–60.

[11] J.A. Navarro, C. Lucas, Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 143–158.

[12] C. Lucas, L. Peset, J. de Los Ríos, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 123–142.

[13] ABAQUS 6.13 [Computer Software]. Waltham, MA, Dassault Systems.

[14] V. Puchol de Celis, Auscultación dinámica de tirantes del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 195–197.

[15] J. Sánchez de Prado, N. Trotin, P. Ladret, Sistema de atirantamiento del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 185–190.

[16] Wind-induced vibration of stay cables Publication No. FHWA-HRT-05-083, Federal Highway Administration, 2007.

VII CONGRESO DE ACHE

Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

A CORUÑA | 20-22 JUNIO | 2017

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de A Coruña

PRESENTACION

En junio de 2017 tendrá lugar el Congreso Trienal de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), un excelente encuentro internacional de profesionales y especialistas en el campo de las estructuras, cuyo nivel técnico es avalado por las anteriores ediciones.

TEMAS DEL CONGRESO

ACHE convoca a todos los interesados a participar en el Congreso interviniendo en las sesiones, debates y actividades que recogerá el programa, y presentando comunicaciones sobre cualquiera de los temas contemplados:

- Materiales (base cemento, metálicos, textiles, madera, vidrio, cerámicos...)
- Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras
- Tecnología de estructuras
- Estructuras y envolventes arquitectónicas
- Construcción de estructuras
- Control de estructuras (proyecto, ejecución y uso)
- Durabilidad de estructuras
- Mantenimiento, reparación y refuerzo de estructuras
- Gestión de estructuras
- Historia de las estructuras y de la ingeniería estructural
- Ingeniería y sociedad
- Sostenibilidad y ciclo de vida de las estructuras
- Innovación y transferencia tecnológica entre empresas y centros de investigación

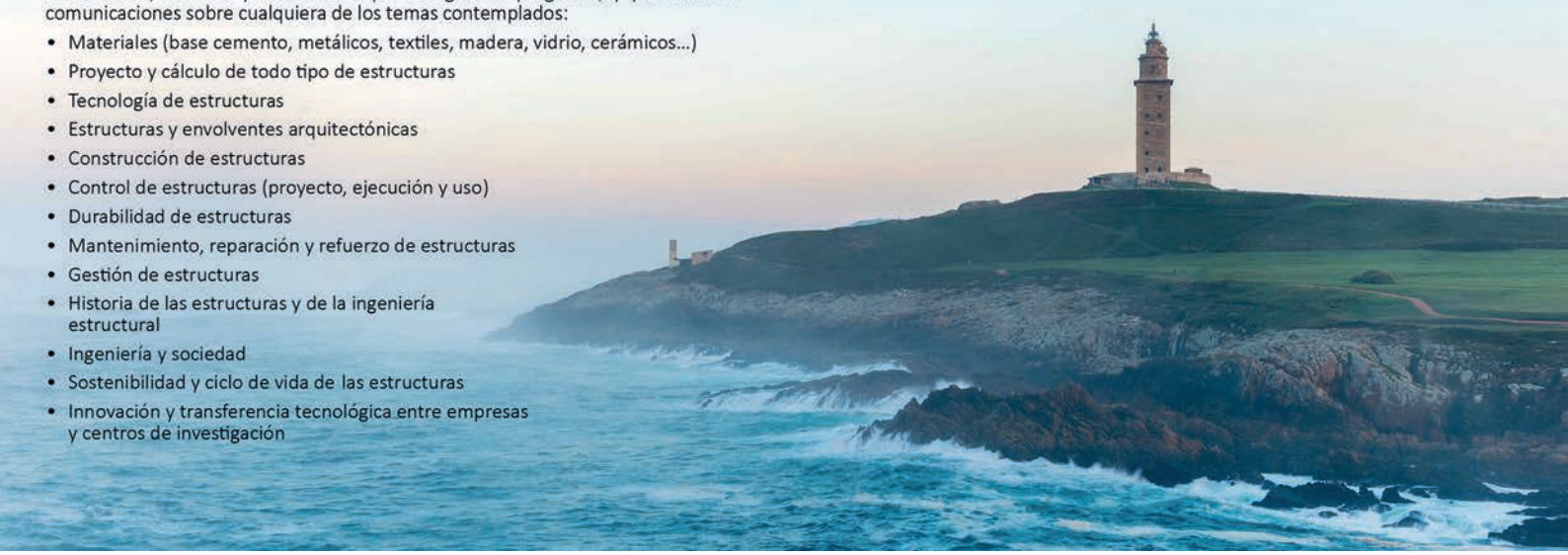
COMUNICACIONES - FECHAS

Resúmenes

- La fecha límite de recepción de resúmenes será el 19 de septiembre de 2016.
- Los autores recibirán la aceptación del resumen y la propuesta de cambios a realizar el 31 de octubre de 2016.

Comunicaciones completas

- La fecha límite para la recepción de comunicaciones completas será el 19 de diciembre de 2016.
- Los autores recibirán la aceptación provisional, o el rechazo de su trabajo, y las modificaciones requeridas antes del 27 de febrero de 2017.
- La aceptación definitiva, así como el formato de presentación en el Congreso, se comunicará a los autores antes del 10 de abril de 2017.



Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):173–183

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Medios auxiliares y equipos especiales empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Deck construction equipment for the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

José Luis Castro Rubal [a,*], Jesús de los Ríos de Francisco [a], Joaquín Arroyo Márquez [b], José Luis Salamanca García [c] y José Luis Martínez Martínez [d]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dragados, S. A., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Pondio Ingenieros, Madrid, España*
[c] *Ingeniero Naval, ALE Heavylift Ibérica, S. A., Daganzo, Madrid, España*
[d] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, INES Ingenieros Consultores, S. L., Madrid, España*

Recibido el 26 de octubre de 2015; aceptado el 5 de febrero de 2016
Disponible en Internet el 8 de abril de 2016

Resumen

El proceso de montaje de dovelas del puente atirantado requirió el uso de los siguientes medios auxiliares:

- Una grúa sobre orugas y una cabria flotante, ambas de gran capacidad de carga.
- Dispositivos de cuelgue de dovelas. Se trataba de 2 estructuras metálicas que permitían colgar la dovela izada del tablero ya construido para su soldadura.
- Carros de izado de dovelas. Cada carro era una estructura metálica que, deslizando sobre el tablero, izaba y colocaba las dovelas.
- Plataformas de soldadura y pintura. Se trataba de 4 andamios metálicos autopropulsados que proporcionaban acceso a la parte inferior del tablero.
- Equipo hidráulico de posicionamiento de precisión de dovelas en pilas.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Carro; Dovela; Izado; Soldadura

Abstract

The erection of the segments for the cable-stayed bridge required the use of the following pieces of deck construction equipment:

- A crawler crane and a floating sheerleg, both having high load capacities.
- Temporary segment support structures. They were 2 steel structures that allowed the next lift-in segment to hang up on the deck to be welded.
- Self-launching deck erection gantries. Each gantry was a steel structure that lifted and placed the bridge segments while sliding along the deck.
- Welding travellers. They were 4 self-launching scaffolds, which provided safe access below the deck.
- Hydraulic jacking system for positioning of pier segments.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Gantry; Segment; Lifting; Welding

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: jlcastror@dragados.com (J.L. Castro Rubal).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.02.003
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. Izado de la dovela «0» de la pila 13.

1. Introducción

El presente artículo describe los medios auxiliares más significativos que se emplearon en la construcción del tablero del tramo atirantado, y que fueron: grúa sobre orugas y cabria flotante, dispositivos de cuelgue de dovelas, carros de izado de dovelas, plataformas de soldadura y pintura y equipo hidráulico de posicionamiento de dovelas.

2. Grúa sobre orugas y cabria flotante

Para la colocación de las primeras dovelas de cada torre, los carros de izado, los dispositivos de cuelgue y las plataformas de soldadura se usaron medios de elevación singulares.

En la pila 13 (en el muelle) se utilizó una grúa sobre orugas y en la pila 12 (en la bahía) una cabria, con capacidades máximas de 230.000 y 200.000 kNm, respectivamente.

El gancho de ambas máquinas soportaba un sistema hidráulico de nivelación de carga que permitía orientar la carga suspendida en las 3 direcciones del espacio. Este dispositivo disponía de 4 brazos articulados y cada uno de ellos contaba con una unidad hidráulica de izado de 2.000 kN de capacidad (figs. 1–5).

En todas las maniobras de colocación de dovelas las tolerancias geométricas eran muy estrictas, particularmente:

- En el caso de las dovelas sobre las pilas principales había que introducirlas entre la riostra y los fustes inclinados superiores para depositarlas en el sistema hidráulico de posicionamiento de dovelas, que se describe en el apartado 5.
- En el caso de la colocación de las dovelas iniciales, a ambos lados de las dovelas «0» sobre las pilas principales, era fundamental, por la concepción de los dispositivos de cuelgue que se describen en el apartado 3, la correcta orientación del pescante de izado, fijado a la dovela que se izaba, respecto al pescante en espera fijado al tablero.

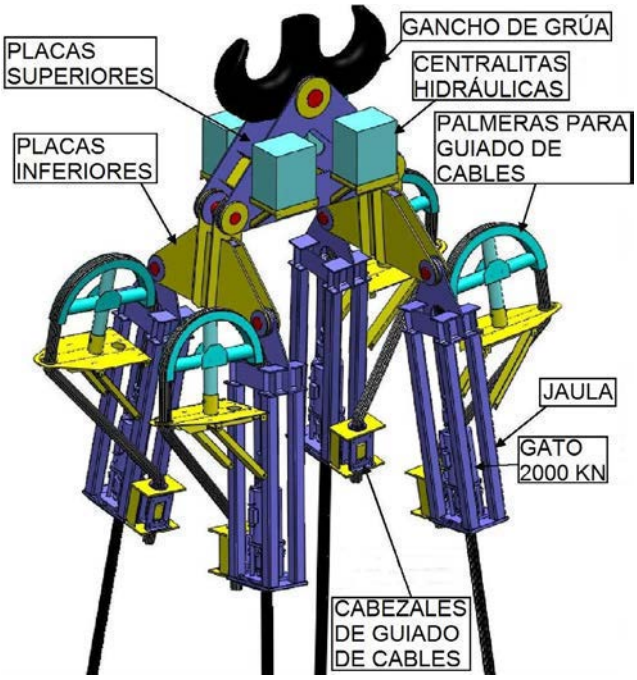


Figura 2. Dispositivo de nivelación de carga suspendida.

En la pila 13 (en tierra) se utilizó además la grúa sobre cadenas para colocar los cajones metálicos de tirantes en 5 grandes tramos, con la armadura incorporada. En la figura 1 se aprecian los 2 primeros tramos ya colocados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

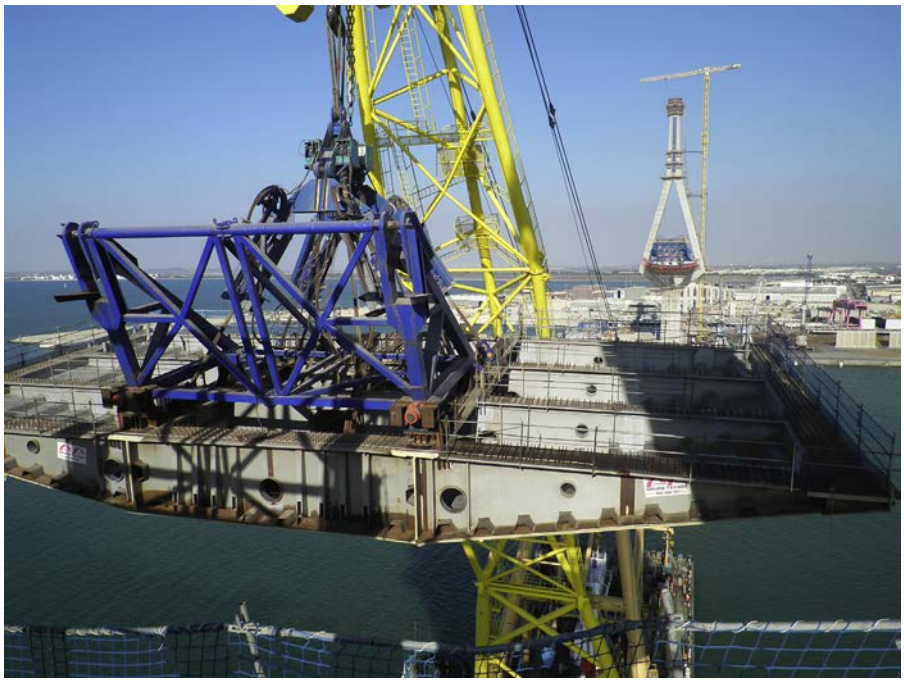


Figura 3. Izado con pescante y dispositivo de nivelación.

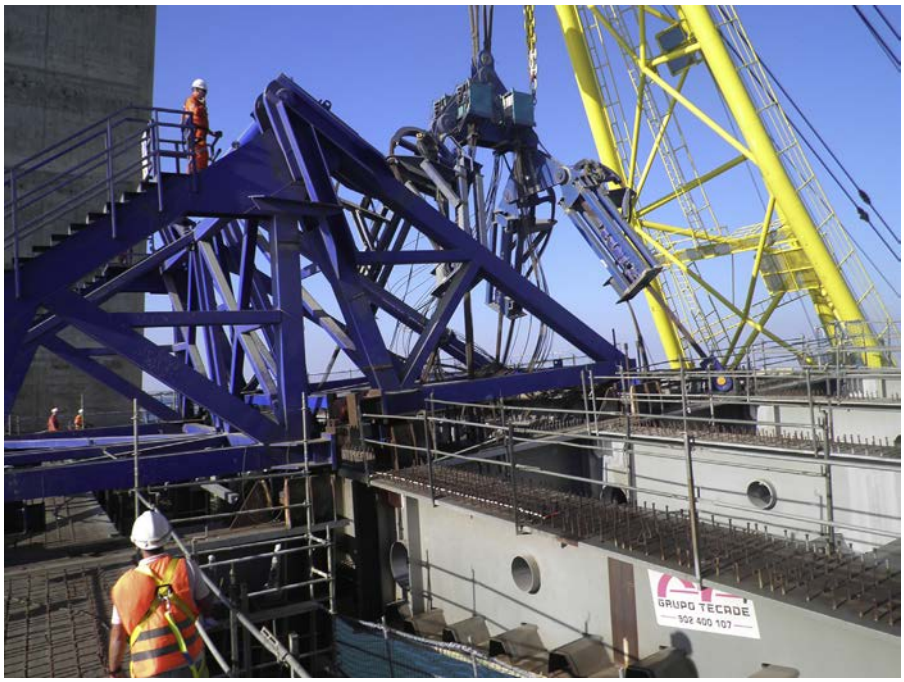


Figura 4. Ensamblaje de pescantes.

3. Dispositivos de cuelgue de dovelas

Una vez posicionadas cada una de las dovelas «0» sobre los pilonos se procedió a izar las siguientes dovelas, a ambos lados de aquellas, colocándolas con los dispositivos de cuelgue (pescantes) hasta tener los 52 m de tablero necesarios para poder colocar los 2 carros de izado de dovelas sobre él y arrancar con el procedimiento repetitivo de izado de dovelas a uno y otro lado de cada torre o pilono.

Estos dispositivos eran 2 estructuras metálicas en celosía de 350 kN de peso total cuya función era reproducir el montaje en blanco de las dovelas en altura (figs. 3–6). En esencia, eran 2 prismas triangulares fijados en una de sus caras (en los 4 vértices de cada cara) en cada uno de los extremos de tablero a unir y cuya arista libre constituía un eje común, que era el elemento de acople, de forma que materializado este eje el segmento izado giraba sobre él hasta que una estructura hacía tope contra la otra. En este momento los 2 segmentos quedaban en la misma

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 5. Aproximación con dispositivos de cuelgue en pila 12.

Figura 6. Dispositivos de cuelgue en montaje en blanco.

posición relativa que tenían en el montaje en blanco realizado en la campa de fabricación.

Este tope entre las estructuras se materializaba a base de galgas con sendos cilindros hidráulicos (fig. 7) que permitían un ligero ajuste de giro relativo de la dovela respecto al tablero. El resto del posicionamiento dependía de la bondad de la presentación en la campa, así como de la precisión en los elementos de conexión entre los 2 pescantes, que era muy estricta, con tolerancias milimétricas.

La idea era que el dispositivo fijado al tablero actuase como «percha» de recepción del dispositivo fijado a la dovela que se izaba simplemente alojando los pasadores superiores de este último en sendos alojamientos mecanizados en los vértices superiores del primero (figs. 3, 4 y 8).

Para conseguir el funcionamiento descrito era necesario aplantillar las bases de conexión de las estructuras sobre el tablero dispuesto en la campa con su deformada de fabricación. Esto se conseguía presentando los propios dispositivos, en la primera conexión a realizar (fig. 6) o por medio de una plantilla en las siguientes (cuando el pescante de recepción ya estaba sobre el tablero).

Una vez materializadas las bases de apoyo era necesario suplementarlas con calzos acuñados que contrarrestaran las deformaciones elásticas de los propios dispositivos, sometidos al peso propio de las dovelas, así como las ligeras desviaciones que se hubieran producido en las conexiones anteriores. Los cilindros dispuestos en la arista opuesta al eje de giro, próxima al borde de unión entre las dovelas, permitían una última y ligera corrección in situ.

En el montaje de las dovelas primero se colocaba uno de los dispositivos en espera sobre el tablero ya construido y el otro se izaba con la dovela a colocar. Realizado el acople, como se ha descrito, se procedía a realizar la soldadura de unión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 7. Pescante. Detalle gato y galgas inferiores.

Figura 8. Pescante. Detalle de cuelgue superior.

4. Carros de izado de dovelas

Una vez instaladas las primeras dovelas, se colocó un carro de izado en cada extremo del tablero. Estos dispositivos tuvieron como misión principal izar y colocar tanto las dovelas metálicas del tablero como las losas prefabricadas que conformaban la losa superior (fig. 9).

Dada la importancia de estas estructuras, se realizaron 2 pruebas de carga (una para cada tipo de vinculación del apoyo del marco central en el tablero) para cada uno de los carros, reproduciendo, de forma gradual, las peores situaciones de izado a las que se iban a enfrentar, comprobando deformaciones y cargas en los elementos a tracción que vinculaban los carros al tablero, además de una prueba de funcionamiento de todos los equipos asociados.

Por su singularidad, se describe a continuación la estructura, la manipulación de cargas y el desplazamiento.

4.1. Estructura de los carros de izado

4.1.1. Descripción general

Cada dispositivo de izado era una estructura metálica en celosía de 4.200 kN de peso, 50 m de largo por 20 m de ancho y simétrica respecto a su eje longitudinal.

Estaba formado por 2 cuchillos longitudinales triangulados, separados entre sí 20 m, cuyo canto en los primeros 20 m era constante de 8 m mientras que en los 30 m en voladizo variaba de 8 a 4 m. Los cuchillos estaban unidos mediante 3 vigas en celosía denominadas marcos: el trasero, el central y el delantero (fig. 10).

Esta estructura se apoyaba sobre el tablero construido en 4 puntos: 2 situados en el marco trasero y 2 en el marco central. La disposición de los 4 apoyos era distinta en función de si el carro estaba en modo desplazamiento o en modo trabajo. En este último caso también influía la configuración del tablero.

Desde el punto de vista estructural el carro era una estructura triangulada con 2 elementos singulares: los brazos abatibles de apoyo en situación de trabajo sobre los puentes de apoyo y los nudos del marco trasero que soportaban las barras de anclaje a tracción en situación de trabajo. Los modelos de cálculo utilizados y los procedimientos de control fueron los adecuados para esta tipología estructural, prestando especial atención, desde el punto de vista local y su unión con el resto de la estructura, a los elementos singulares anteriormente citados.

En el diseño se tuvieron en cuenta todos los fenómenos de interacción tablero-carro de izado, estableciéndose tolerancias geométricas en el anclaje del carro a la estructura permanente.

Todos los elementos de conexión del carro a la estructura permanente, así como los de conexión de la dovela izada con el carro, se diseñaron de forma redundante, contemplando el fallo de uno cualquiera de los elementos unitarios que configuraban cada conexión (barras o tornillos).

4.1.2. Apoyo del carro en posición de trabajo

Cuando el carro estaba en posición de trabajo, los apoyos del marco trasero estaban constituidos por 2 patas metálicas de altura ajustable separadas 11,5 m, denominadas telescopajes, y 8 barras roscadas ancladas en el tablero. Las patas eran las encargadas de soportar la compresión en la hipótesis de caída de dovela y la tracción durante el desplazamiento del carro apoyándose (o rodando para el desplazamiento) en las vigas carril que a su vez se anclaban en el tablero (figs. 10 y 11).

Las barras de anclaje eran las encargadas de absorber las tracciones en la situación de trabajo. Cada barra contaba con un gato hueco y una célula de carga en su parte superior. Las células permitían conocer en tiempo real el esfuerzo axil de cada barra, mientras que los gatos se usaban para variar la inclinación de la estructura y dar un ligero pretensado inicial a las barras antes de cada izado, de forma que todas ellas entrasen en carga.

Las barras recibían la carga a través de un bastidor de apoyo horizontal con capacidad para variar su posición en planta respecto al carro y así adaptarse a la geometría en planta del tablero, con zonas curvas, y a las tolerancias de fabricación (fig. 12).

Previamente a cada izado se sometían todas y cada una de las barras de anclaje a un pretensado al 70% de su capacidad

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 9. Instalación de carros de izado en la pila 12.

Figura 10. Frente de avance hacia el vano central en la pila 13.

como garantía de que no habían sufrido ningún deterioro. Esta carga era prácticamente el doble de la prevista en servicio. El elemento de reacción para esta carga de prueba eran las patas de apoyo traseras (fig. 11).

El carro y las barras fueron dimensionados de forma que la eventual rotura de una de ellas no comprometiese la seguridad.

En cuanto al marco central, al igual que en el trasero, la compresión y la tracción eran soportadas por elementos diferentes.

En el caso de la tracción, la estructura disponía de 2 parejas de barras ancladas al tablero y separadas 10 m en transversal. Esta disposición era en previsión de la situación accidental prevista de caída de dovela, para garantizar que el carro no despegaba del tablero ante la pérdida brusca de carga.

En lo que respecta a los apoyos a compresión, su posición era variable en función de la configuración del tablero, lo que aportaba la principal singularidad a este dispositivo de izado.

En el caso en que la estructura se encontrase sobre una sección de tablero sin tirantes, el carro se apoyaba sobre las almas del tablero mediante 2 patas metálicas separadas 10 m

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 11. Apoyos y barras del marco trasero.

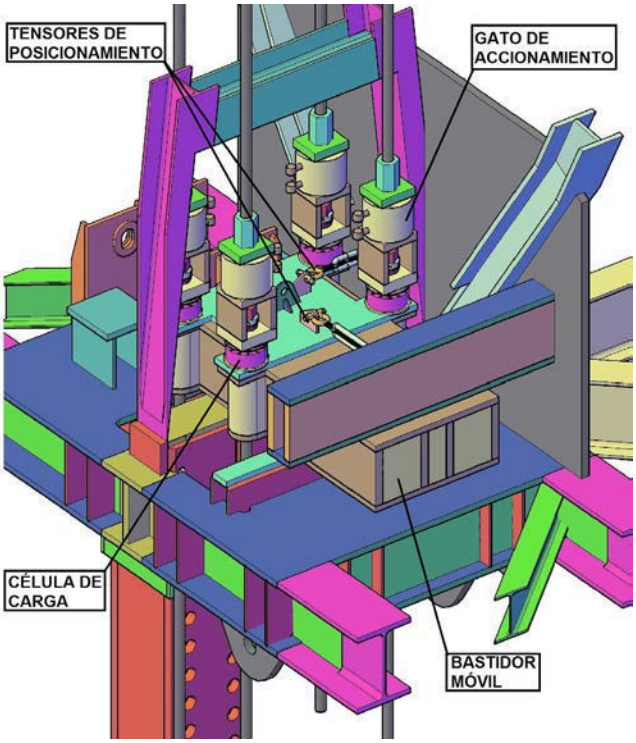


Figura 12. Barras de anclaje del marco trasero.

transversalmente con una rótula metálica de 10.000 kN de capacidad en cada una de ellas (fig. 13).

Por el contrario, si la sección de apoyo poseía tirantes, el carro transmitía su carga al punto geométrico de incidencia de los mismos en el tablero desplegando 2 elementos denominados brazos abatibles. Cada brazo estaba articulado y dotado de equipos hidráulicos para su movimiento. Los brazos eran abatibles para poder salvar los tirantes instalados en la dovela izada, antes del traslado del carro para izar la siguiente (fig. 14).

Estos brazos eran unos cartabones a base de chapas con 2 bulones. El superior, permanente, era la articulación de abatimiento, por medio de 2 cilindros hidráulicos. El inferior se metía y sacaba por medio de un gato hidráulico para permitir el abatimiento.

El diseño, el dimensionamiento y el control tensional de este elemento, así como su conexión con el resto de la estructura, lo convertían en uno de los puntos críticos del carro.

Mediante estos brazos el carro pasaba a apoyarse en 2 puntos separados 31 m transversalmente. Estos puntos de apoyo se materializaban por medio 2 rótulas metálicas de 10.000 kN de capacidad dispuestas sobre 2 estructuras auxiliares desmontables, denominadas puentes de apoyo, situadas sobre los tirantes delanteros de la dovela soporte (figs. 10 y 14). Cada uno de los 2 pilares de cada puente se anclaba al tablero en cada posición de apoyo mediante 8 barras roscadas, dimensionadas de forma que el fallo de una de ellas no comprometía la seguridad del carro.

La pareja de rótulas de apoyo, tanto si estaban directamente bajo el marco central como bajo los brazos abatibles, eran las mismas; una de ellas era fija en planta y la otra tenía capacidad de movimiento transversal para poder adaptarse a las tolerancias de fabricación y a los eventuales movimientos relativos carro-tablero controlando los esfuerzos transversales inducidos.

4.1.3. Apoyo del carro en posición de desplazamiento

Una vez la dovela izada había sido soldada, su losa superior había sido hormigonada y adquirido la resistencia necesaria y sus tirantes habían sido colocados y tesados, el carro avanzaba hacia su nueva posición de trabajo.

El sistema que permitía el movimiento de los carros estaba constituido por:

- 2 vigas carril,
- un bogie en el extremo inferior de cada telescopaje del marco trasero,
- 2 patines de deslizamiento con regulación de altura bajo el marco central, y
- el sistema de retenida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 13. Patas y rótulas de apoyo del marco central.

Figura 14. Brazo abatible, rótula y puente de apoyo.

El carro de izado avanzaba, o retrocedía en las maniobras singulares en las que era necesario, deslizando sobre 2 vigas carril conectadas al tablero y separadas transversalmente 11,5 m. Durante el desplazamiento el carro mantenía su esquema estructural con 2 apoyos en el marco central, en este caso a compresión, y 2 apoyos en el marco trasero a tracción.

Figura 15. Patín de deslizamiento y viga carril.

En el marco trasero cada telescopaje contaba con un bogie apoyado a tracción en las vigas carril que permitían el avance o retroceso del carro (fig. 11). El carro fue proyectado de forma que pudiese desplazarse con un único bogie en carga, en previsión de imperfecciones geométricas en la colocación de las vigas carril.

En el marco central cada carro disponía de 2 patines de deslizamiento de 5.000 kN de capacidad vertical que se desplazaban sobre las vigas carril impulsados por gatos de acción horizontal de doble efecto y 420 kN de capacidad que reaccionaban contra las propias vigas carril (fig. 15).

Estos patines, denominados *skid-shoes*, así como los cilindros de avance, son elementos habituales en el traslado de grandes cargas y empujes de tableros.

Dado que la rasante del tablero era inclinada, con pendientes de hasta el 5%, los gatos horizontales servían de elementos de retenida cuando los carros ascendían (hacia el centro del vano principal del puente). Para el caso de los carros descendentes (hacia los vanos laterales) se disponía de una retenida adicional de 2 cables, anclados al tablero y al marco trasero, y controlados por 2 unidades hidráulicas de 700 kN de capacidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

4.2. Manipulación de cargas

Para el izado de cargas cada carro contaba con 4 unidades hidráulicas de 2.000 kN de capacidad. Dichas unidades iban montadas por parejas en 2 vigas soporte denominadas trolleys (fig. 10) y tenían capacidad de giro de eje transversal al tablero para garantizar el tiro vertical sin quiebros en los cables de izado.

Las unidades de izado eran cilindros hidráulicos con doble cabeza que actuaban sobre un haz de cordones paralelos con una gran capacidad de carga y unas condiciones intrínsecas de seguridad, por su propio diseño. El control de carga y desplazamiento del pistón de las unidades era continuo, centralizado y programable. Estos equipos, junto con los sistemas de deslizamiento de los trolleys, que se mencionan más adelante, son los habituales en el izado y manipulación de grandes cargas, tecnología que en la jerga del sector se denomina *heavy-lift*.

Es importante destacar que la dovela más pesada se aproximó a los 4.000 kN y que la estructura estaba preparada para izar esa carga incluso con una unidad de izado desactivada. Esta redundancia fue tenida en cuenta también en las conexiones de los cables de izado a las dovelas.

Los trolleys fueron diseñados de forma que se desplazaban longitudinalmente a lo largo del voladizo del carro. Para ello, cada uno de ellos contaba con 2 patines de deslizamiento que se movían sobre los cordones superiores de los cuchillos del carro mediante la acción de gatos hidráulicos. A su vez, cada unidad de izado disponía de un gato hidráulico horizontal que le permitía ajustar ligeramente su posición en dirección transversal.

Todos estos equipos eran operados electrónicamente desde una única central de control situada sobre el marco central.

En el caso típico, la toma de carga y el izado se realizaban con los trolleys situados lo más cerca posible del marco central. Cuando la dovela ascendente se aproximaba al tablero construido, se bloqueaban las unidades de izado y los trolleys avanzaban (los 2 al mismo tiempo) hasta colocar la dovela ligeramente adelantada respecto a la vertical de su situación definitiva. Cuando la dovela estaba prácticamente en su cota definitiva, se volvía a actuar sobre las unidades hasta conseguir el acople de precisión con el tablero construido.

A la hora de izar las cargas los terminales de los cables de las unidades de izado se dotaban de 2 tipos de balancines: de regulación y de izado de losas.

Figura 16. Balancín de regulación.

Figura 17. Paquete de losas y balancín de izado.

4.2.1. Balancines de regulación

Estos elementos se usaban para conseguir que el centro de gravedad de la dovela estuviese equidistante en dirección longitudinal respecto a los cables de izado. Se trataba de 2 vigas metálicas con múltiples puntos de cogida y un gato hidráulico para mayor precisión en la regulación (figs. 10 y 16).

4.2.2. Balancín de izado de losas

Una vez la dovela había sido izada y soldada, era necesario colocar las losas prefabricadas que formaban parte de su losa superior. Para ello se usaba una viga metálica con un diseño tal que le permitía manipular tanto el paquete de losas completo como cada una de ellas individualmente.

Figura 18. Gatos de posicionamiento en la pila 10.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Las losas se izaban en paquetes de 16 unidades (para la dovela tipo de 20 m) con un peso máximo de 2.000 kN por paquete. Este conjunto se montaba sobre un bastidor metálico que era el que colgaba realmente del balancín (fig. 17) y se izaba con solo 2 unidades de izado.

Una vez finalizado el ascenso, el paquete se depositaba sobre el tablero, se desvinculaba del balancín y se realizaban las conexiones de la viga con las losas individuales. Gracias al movimiento de los trolleys se conseguía desplazar cada losa a su posición definitiva sobre la dovela izada.

4.3. Movimiento del carro de izado

La maniobra típica de desplazamiento del carro de izado se iniciaba con el destesado de las barras de anclaje del marco trasero. De esta forma se liberaba el apoyo de compresión de los telescopajes sobre las vigas carril.

A continuación se liberaban las vigas carril de sus anclajes al tablero, y los gatos horizontales de los patines, reaccionando contra estos, las empujaban hasta la siguiente posición de trabajo, donde volvían a ser ancladas a la estructura.

Seguidamente se retiraban las barras de anclaje traseras y delanteras de forma que los telescopajes trabajasen a tracción y que no hubiese ninguna conexión carro-tablero que impidiese el movimiento del primero.

A continuación se tomaba carga con los gatos verticales de los patines de forma que se liberaba el apoyo en las patas del marco central o en los brazos abatibles.

Los brazos abatibles se replegaban, en su caso, para evitar el choque con los tirantes de la dovela izada y se empujaba el carro con los gatos horizontales de los patines.

Una vez alcanzada la posición deseada, se volvía a realizar la transferencia de apoyos delanteros (a patas o puentes de apoyo) y traseros, quedando el carro listo para el siguiente izado.

Figura 19. Gatos en lado izquierdo de pila 11.

Figura 20. Gatos en lado derecho de pila 11.

Figura 21. Carro de izado y plataforma de soldadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

5. Equipo hidráulico de posicionamiento de dovelas

Para la colocación de las dovelas que apoyaban en pilas (pilas 10, 11, 12, 13 y 14) y para el posicionamiento de la dovela 17DP13 (de transición entre el tramo atirantado y el viaducto de hormigón) sobre la cimbra correspondiente [1], fue necesario el empleo de un equipo hidráulico auxiliar constituido por 4 gatos de acción vertical de simple efecto con cabezal basculante y 4 de acción horizontal de doble efecto que permitían desplazar y orientar las dovelas en las 3 direcciones del espacio. Todos los gatos disponían de tuerca de seguridad (figs. 18–20).

En el caso típico, los gatos de acción vertical se colocaban en planta en los vértices de un rectángulo. Estos gatos contaban con una lámina de teflón en su base y se situaban sobre láminas de acero inoxidable, por lo que ofrecían una resistencia mínima al deslizamiento.

El movimiento horizontal se conseguía conectando 2 gatos de acción horizontal (dispuestos según los ejes longitudinal y transversal) a 2 de los gatos de acción vertical situados en un eje perpendicular al tablero. Estos gatos tenían capacidades de 600 y 6.000 kN/ud y carreras de 150 y 50 mm, respectivamente, mientras que los 2 gatos de acción vertical que quedaban libres y eran arrastrados por el movimiento de los anteriores tenían una capacidad de 2.600 kN/ud y una carrera de 150 mm.

6. Plataformas de soldadura y pintura

Con el objeto de colocar las chapas de respaldo de soldadura, acceder a los anclajes inferiores de los tirantes y realizar labores de pintado y acabado, en cada frente de avance del tablero atirantado se dispuso una plataforma de trabajo especialmente diseñada para esta obra (figs. 10 y 21).

Se trataba de un andamio metálico autopropulsado de 200 kN de peso que proporcionaba acceso a la parte inferior del tablero. Entre sus características principales estaba el hecho de que disponía de un sistema de rodadura en su parte superior que se movía sobre un carril dispuesto en el exterior del tablero gracias a la acción de 2 gatos hidráulicos.

Bibliografía

[1] L. Peset González, C. Lucas Serrano, J. de los Ríos de Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 123–142.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):185–190

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Sistema de atirantamiento del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Stay cable system in the cable-stayed segment of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Jorge Sánchez de Prado [a,*], Nicolas Trotin [b] y Patrick Ladret [c]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Freyssinet SA, Madrid, España*
[b] *Ingeniero Industrial, Freyssinet SA, Madrid, España*
[c] *Ingeniero Civil, Freyssinet SA, Madrid, España*

Recibido el 5 de octubre de 2015; aceptado el 28 de diciembre de 2015
Disponible en Internet el 27 de abril de 2016

Resumen

El Puente sobre la Bahía de Cádiz posee un tramo atirantado de 1.180 m, con un vano central de 540 m, récord de España y tercer vano más grande de Europa dentro de su clase.

El proyecto del sistema de tirantes, para sustentar el tablero a las 2 torres mono-fuste (pila 12 y pila 13) del tramo atirantado, se resolvió mediante 176 tirantes H-2000, siendo necesarias 2.167 toneladas de Monostrand® semiadherente.

Constituirá el primer sistema de tirantes cuyos valores de tensión alcanzarán el 55% fmax durante la construcción y el 50% fmax en servicio puestos en obra mediante Isotension®.

Adicionalmente, se ha desarrollado un sistema de amortiguadores hidráulicos y radiales internos de carrera ampliada capaces de amortiguar vibraciones en un rango que incluye la oscilación dinámica del tirante por fenómenos aeroelásticos propios y las debidas a los movimientos de los anclajes resultantes de cargas en servicio sobre la estructura.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Tirantes; Monostrand®; 55%fmax; Giros admisibles; Amortiguadores hidráulicos

Abstract

The bridge over Cadiz Bay includes a 1,180 m long cabled stayed segment, with a 540 m long central span, which in itself is a record in Spain, and also the third longest span of this kind in Europe.

The design of the stay cables system, necessary to hang the deck from the two A-shaped towers (tower 12 and tower 13) of the cable stayed segment, consists in 176 H2000 stay cables, being necessary to install 2,167 tons of semi-adherent Monostrand®.

For the first time in a stay cable system, installed via the Isotension® method, the maximum stresses to be reached during construction will be 55% of the strand guaranteed ultimate tensile strength (GUTS) and 50% during service.

Furthermore, the standard internal hydraulic and radial damper system has been improved, with an enhanced stroke, in order to respond to the vibration range of the stay cables, including dynamic oscillations due to aero-elastic effects and movements of the anchorages under service loads.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Stay cables; Monostrand®; 55%GUTS; Permissible rotations; Hydraulic dampers

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: jorge_s@freyssinet-es.com (J. Sánchez de Prado).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.006
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

1. Sistema de atirantamiento

El sistema de tirantes seleccionado para el Puente sobre la Bahía de Cádiz es el H-2000 de Freyssinet. Este sistema presenta las siguientes características:

1.1 Calificación técnica y referencias.
1.2 Rapidez de montaje.
1.3 Amortiguadores.
1.4 Durabilidad y mantenimiento.

Desarrollando esas prestaciones podemos resaltar:

1.1. Calificación técnica y referencias

La longitud libre del cable se compone de un haz de cordones paralelos «PSS» de tipo Y1860S7 de 15,7 mm de diámetro nominal y una carga unitaria máxima a tracción de 279 KN (f_{max}). Los tirantes del Puente sobre la Bahía van desde los 88 m hasta los 296 m y de 31 a 91 cordones por tirante.

El cordón semiadherente es el Monostrand® Freyssinet, que tiene una triple barrera de protección compuesta por una galvanización de los hilos, un relleno de cera y una vaina individual de polietileno de alta densidad (PEAD) extruida (fig. 1)

El haz de cordones está envuelto por una vaina global coextrusionada de PEAD, con una capa exterior de color blanco (RAL 9003) resistente a las radiaciones UV. Esta vaina exterior lleva una doble hélice para reducir las vibraciones debidas a la acción combinada de viento y lluvia, dando estabilidad aerodinámica y minimizando su coeficiente de arrastre (Cd < 0,6).

La fijación individual de cada cordón en el anclaje (fig. 2) se materializa mediante cuñas especialmente diseñadas para resistir a fatiga. Además, cada tirante consta de un anclaje regulable roscado, con una carrera útil de 200 mm, que posibilita ajustes precisos en la deformada del tablero para absorber incertidumbres en el proyecto o la puesta en obra sin manipular la mordida de las cuñas. La distribución de la carrera de los anclajes se estableció en –155 mm para poder destesar y +45 mm para retesados menores a esa longitud, ya que los retesados mayores a esa longitud, contemplados con anterioridad en el proceso constructivo, se pueden realizar mediante Isotension®, evitando la doble mordedura de las cuñas en la misma zona.

Estos anclajes han sido validados mediante más de 50 ensayos según todas las recomendaciones internacionales (CIP, FIB, PTI) y colocados en más de 200 estructuras en 30 países [1–7].

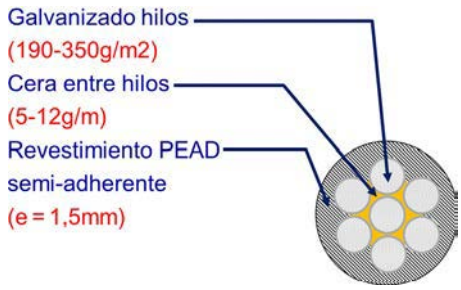


Figura 1. Monostrand® Freyssinet.

Figura 2. Anclaje Freyssinet.

La continuidad de las barreras de protección en esa zona de mordida de cuñas (fig. 2), en la cual se retira el revestimiento de PEAD, se realiza mediante la inyección de cera microcristalina conforme a ETAG 013-ASQPE [8] que posibilita la sustitución cordón a cordón de los tirantes durante la vida útil de la estructura. Para verificar la durabilidad de esa nueva barrera de protección es necesario realizar un ensayo de estanqueidad, según las principales recomendaciones internacionales [1–3]. Se trata de un ensayo dinámico de 1.000 h, combinando con ciclos de temperatura y desviación angular, para verificar que el sistema no pierde su estanqueidad. Esto se garantiza gracias al prensaestopa® activo del anclaje (fig. 2).

El filtro de tensiones o filtro de desvío® incorporado al anclaje (fig. 2) previene que las desviaciones angulares del cordón se extiendan a la zona de cuñas, consiguiendo que el cordón sea ortogonal a la cuña y limitando las tensiones en esa zona. Además, y mediante un guiado individual de geometría controlada de los cordones a la entrada del anclaje, se disminuye el efecto de la flexión y las tensiones en la zona de transición. Con este elemento los giros permitidos en el anclaje, tanto en construcción como en servicio, llegan a 30 mrad.

Las fuentes de desviación angular en el anclaje se pueden clasificar en 3 tipos:

a. Tolerancias de construcción: posición de la placa de apoyo o del conjunto tubo de encofrado-placa, posicionamiento in situ de las dovelas, etc. Al estar incorporado en el anclaje, el filtro de desvío no precisa de filtros auxiliares temporales y disminuye la longitud de transición (simplifica el diseño de las conexiones en la salida de los tubos de encofrado de las pilas).
b. Variaciones angulares temporales: durante el proceso constructivo (izado de dovelas, tesado de tirantes. . .) o en servicio (tráfico o cualquier otra solicitación).
c. Oscilaciones dinámicas del tirante, vibraciones: los anillos de tensión o desviadores guía de los sistemas anteriores tenían interferencias con los amortiguadores y era necesario modificar la posición de los mismos o, incluso, eliminar el filtro de desvío cediendo su función estructural a los amortiguadores, cuestión que no es del todo efectiva y que además no reproduce las condiciones de los ensayos de estanqueidad [1–3] o fatiga [4–6].

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

En el Puente de la Constitución de 1812 se acordó repartir los giros como sigue:

- En construcción:

Tolerancia de montaje + movimiento durante proceso constructivo: ± 30 mrad.

Eso hace que los anclajes Freyssinet sean especialmente indicados para estructuras construidas mediante voladizos sucesivos, y más en el Puente de la Constitución de 1812, en el cual el peso de las dovelas (≈400 t) y del carro de izado (≈500 t) producían giros importantes en los extremos del voladizo.

- En servicio:

$\text{Ángulo}_{\text{estático}}$: ± 20 mrad: tolerancias de montaje y compactación de haz.

$\text{Ángulo}_{\text{dinámico}}$: ± 10 mrad: rotación del tablero/pilono en servicio y oscilaciones dinámicas del tirante.

1.2. Rapidez de montaje

Desde el comienzo de los trabajos del tramo atirantado era necesario garantizar un ritmo de ejecución alto que solo se podía obtener mediante equipos de altas prestaciones, izado de cordones de 2 en 2 y procesos semiindustriales que minimizaron los recursos y los tiempos de puesta en obra.

Los primeros tirantes, de menor longitud, sirvieron para encajar la actividad «instalación de tirantes» con el resto de actividades y cuando los tirantes fueron creciendo, en longitud y número de cordones, la duración de la actividad se mantuvo siempre en los rendimientos exigidos, y por lo tanto, los procesos tuvieron que experimentar una mejora continua.

Para hacernos una idea de los rendimientos obtenidos, el ciclo medio del proyecto para instalar 2 cordones fue de 15 min/pareja de cordones, pero se llegaron a alcanzar puntas de menos de 9 min para instalar 2 cordones de más de 200 m. En cuanto al número de instalaciones, se colocaron en varias ocasiones 4 tirantes el mismo día y se llegaron a instalar 26 tirantes en un solo mes.

El sistema de montaje se realiza instalando todos los cordones a la misma tensión, mediante equipos de Isotension® (fig. 3), independizándose del resto de trabajos (una vez tesado el primer cordón es posible variar el mapa de cargas del tablero y realizar otras actividades) y por lo tanto, minimizar su incidencia en el camino crítico de la obra. Las fuerzas finales son iguales en todos los cordones de un mismo tirante gracias al uso de un autómata combinado con células de carga convenientemente distribuidas.

El proceso de tesado por Isotension® se basa en la conservación de la longitud de referencia, una vez ancladas las cuñas, con independencia de estados de carga transitorios. La longitud de referencia del tirante es la longitud equivalente entre cuñas sin tensión (fig. 4).

- Con la geometría real inicial y la carga teórica a aplicar en el tirante en cada fase de tesado, se calcula la longitud de referencia del tirante en ese estado.

Figura 3. Isotension® Freyssinet.

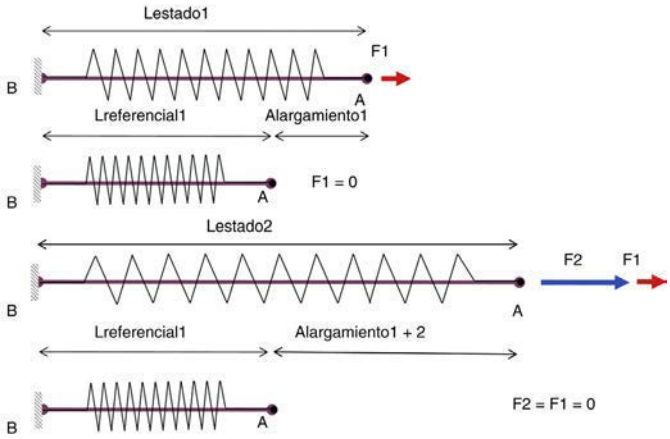


Figura 4. Longitud de referencia.

- El cordón patrón (o de referencia) se tensa hasta fijar las cuñas en esa longitud de referencia y se le equipa con una célula de carga.
- El tesado de los siguientes consiste en igualar la carga de cada uno de ellos con la del cordón patrón.
- Una misma tensión en cordones idénticos implica una misma longitud de referencia.
- Los retesados se realizan modificando la longitud de referencia de los cordones.
- Los tesados y retesados son independientes de los cambios de configuración de cargas en el tablero, después de la instalación del cordón de referencia.

Datos necesarios para la realización de la Isotension®:

- Coordenadas antes del tesado.
- Fuerza a aplicar en el tirante en esa fase.
- Coordenadas después del tesado.
- Mapa de cargas y temperatura de referencia.

El tramo atirantado por su concepción, vanos de retenida y central de longitudes equivalentes, tablero mixto, etc., es muy

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 5. Vista del tablero durante la construcción.

flexible, de ahí que las cargas de los tirantes varíen enormemente durante el proceso constructivo. El sistema de tirantes del segundo Puente debía permitir porcentajes de solicitación del 55% fmax en ELSconst y del 50% fmax en ELSserv sin comprometer su durabilidad y todo acorde a las recomendaciones internacionales [7]. Los tirantes se instalaban aproximadamente al 35% fmax, pero una vez se izaba la siguiente dovela (con el carro de izado en su posición avanzada) subían temporalmente hasta el 55% fmax.

La combinación de giro admisible así como el nivel de tensión autorizado 55% fmax flexibilizó el proceso constructivo permitiendo mayores deformaciones en la estructura y, a la vez, mayores niveles de tensión en los tirantes. Esta característica permitió disminuir las cuantías de acero, el número de retesados y los medios auxiliares necesarios (fig. 5)

1.3. Amortiguadores

Los tirantes se diseñan con una baja fricción interna y por lo tanto tienen poca capacidad para disipar las vibraciones, tendiendo a acumular energía y oscilar con grandes amplitudes, especialmente cuando están sujetos a excitaciones periódicas. Esa capacidad se debe aumentar con medios adicionales, como pueden ser los amortiguadores (internos o externos) que proporcionan un decremento logarítmico de la vibración (Ecuación 1), o mediante cables transversales que alteran el modo natural de vibración.

$$\delta = \ln \frac{A_{n+1}}{A_n} \tag{1}$$

Los amortiguadores hidráulicos internos (figs. 6 y 7) funcionan como un gato fijado a los cordones por medio de una brida metálica de compactación y a la estructura por medio del tubo guía. La posición del amortiguador debe ser capaz de retomar y acomodar las tolerancias de construcción y la posición real del haz a la salida del tablero, para no ejercer fuerza en posición neutra. Para ello, el tubo guía está conectado al extremo superior del tubo del encofrado por unos taladros oblongos que permiten su centrado en el eje del cable. Por lo tanto, no debe confundirse amortiguador y desviador, ya que son piezas con funciones independientes. El desviador es un punto que recoge la fuerza radial y el amortiguador es un punto sin resistencia en posición neutra.

Al ser internos están protegidos frente a las agresiones climáticas y les permite integrarse de forma armónica y uniforme y con poco impacto estético. El tubo guía se puede deslizar por el tirante para la instalación de los amortiguadores a posteriori o las operaciones de mantenimiento o sustitución, y requieren escasos medios mecánicos (fig. 8).

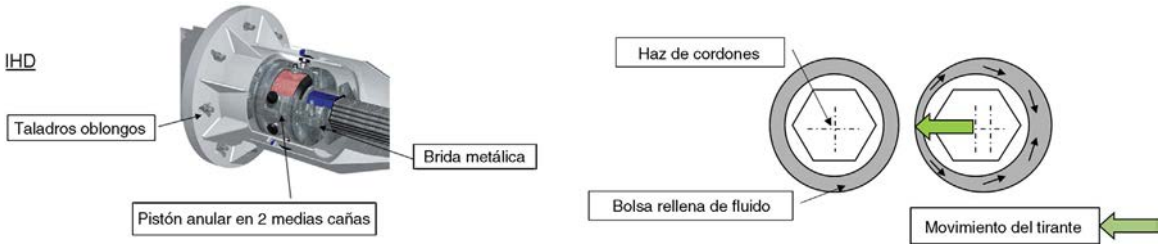


Figura 6. Piezas y funcionamiento de los amortiguadores IHD.

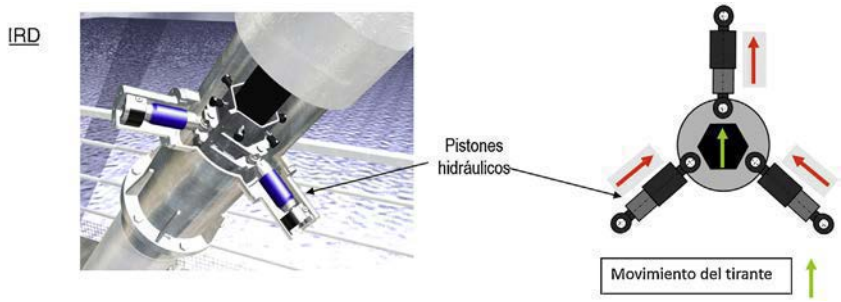


Figura 7. Piezas y funcionamiento de los amortiguadores IRD.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 8. Montaje de los amortiguadores.

La vibración es un fenómeno complejo, sus causas son numerosas y generalmente están en relación con:

- El tipo de estructura y su ubicación.
- La definición y disposición de los tirantes.

Con relación a las principales causas de vibración en los tirantes, podemos identificar los fenómenos [9,10]:

- El desprendimiento de torbellinos en la estela del cable *(Vortex shedding)*.
- El desprendimiento de torbellinos en un obstáculo que precede al tirante *(Wake galloping)*.
- Galope *(Galloping)*.
- Bataneo *(Buffeting)*.
- Vibraciones por lluvia y viento.
- Excitación paramétrica.

Las 4 primeras causas se basan en los flujos de aire sobre los tirantes y las alteraciones producidas, pero se pueden controlar con amortiguadores que aporten un $\delta > 3\%$ (Ecuación 1).

Para las vibraciones debidas a la acción conjunta de viento y lluvia, se dispuso una vaina con doble hélice que perturba el flujo de agua a lo largo del cable minimizando su efecto.

Al respecto de la excitación paramétrica, que son las vibraciones del cable causadas por oscilaciones de la estructura bajo cargas de viento o tráfico, se requiere un estudio detallado que incluya:

a. Análisis modales del puente incluyendo desplazamientos de los anclajes.
b. Velocidades de viento y dirección de cada análisis.
c. Frecuencia de cada tirante en cada modo.
d. Es recomendable realizar modelos a escala y ensayarlos en túnel de viento para poder determinar las características dinámicas de la estructura en su conjunto.

La eficacia de los amortiguadores puede optimizarse en base a una configuración específica y un diseño para adecuarse a las necesidades del proyecto. En el Puente de la Constitución de 1812 se emplearon amortiguadores hidráulicos internos que se diseñaron proporcionando un decremento logarítmico mayor del 3% para los 3 primeros modos de vibración de la estructura (tabla 1).

Tabla 1
Decremento logarítmico

Modo	$\delta_{Pila\ 12}$	$\delta_{Pila\ 13}$
1	5,5%	5,8%
2	5,1%	5,1%
3	3,9%	3,9%

Los amortiguadores IHD tienen forma anular y el haz de cordones se encuentra contenido en un cilindro, relleno con un fluido de viscosidad controlada, que se opone al movimiento del collar de compactación y por fricción de ese fluido se disipa la energía del tirante (fig. 6).

Los amortiguadores IRD están compuestos por 3 pistones hidráulicos rotulados en ambos extremos distribuidos a 120° alrededor del haz de cordones y conectados al tubo guía. El amortiguador es diseñado con una curva de amortiguamiento calibrado (fig. 7).

Los amortiguadores hidráulicos son estables frente a las variaciones de temperatura y su rango de eficacia va desde vibraciones con amplitudes menores a 10 mm hasta la máxima de cálculo que es la suma de:

a. Amplitud máxima de vibración a media luz de tirante (Ecuación 2)

$$A = \max\left(\phi_{vaina}; {}^{L_{tirante}}\!/_{500}\right) \quad (2)$$

b. Giros de servicio bajo combinación frecuente

Los amortiguadores se tuvieron que diseñar de carrera ampliada para ser capaces de amortiguar las vibraciones aeroelásticas de los propios cables así como consecuencia de los movimientos del tablero en servicio (tabla 2).

Las cuantías colocadas han sido:

- 20 amortiguadores tipo IHD con carreras de ± 25 mm.
- 48 amortiguadores tipo IRD con carreras de ± 45 mm.
- 88 amortiguadores especiales tipo IRD+ con carreras de ± 65 mm.
- 20 amortiguadores especiales tipo IRD++ con carreras de ± 95 mm.

Los amortiguadores mencionados anteriormente se instalan a una distancia del anclaje inferior (Lb) y dependiendo de la longitud del tirante y de esa distancia facilitan un amortiguamiento. Las distancias mínimas recomendadas son:

- Para los IHD y su anclaje inferior es del 1,5% de la longitud del tirante.
- Para los IRD y su anclaje inferior es del 2% de la longitud del tirante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 2
Distribución carreras

Longitud		Cordones		Amortiguador		Carrera proyecto (máx.)		
Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Tipo	Carrera	Aeroelásticos	Servicio	Total
95 m	113 m	31	37	IHD	25 mm	14 mm (61%)	9 mm (39%)	23 mm
88 m	159 m	35	70	IRD	45 mm	16 mm (46%)	19 mm (54%)	35 mm
165 m	296 m	40	85	IRD+	65 mm	26 mm (45%)	32 mm (55%)	58 mm
246 m	288 m	51	67	IRD++	95 mm	35 mm (39%)	54 mm (61%)	89 mm

Figura 9. Vista de los amortiguadores durante la construcción.

Por otro lado, su decremento logarítmico también es función del grado de excitación de la estructura, pero con orden de magnitud se puede decir que:

- El IHD normalmente se propone para tirantes de longitud menor de 150 m.
- El IRD normalmente se propone para tirantes de longitud de hasta 300 m.

La eficiencia de un amortiguador, el tipo o los parámetros de viscosidad se ajustan a cada tirante (según su masa, longitud, tensión, área, temperatura, Lb. . .) (fig. 9).

1.4. Durabilidad y mantenimiento

Uno de los principales elementos resistentes de un puente atirantado, junto con el tablero y las torres, son los tirantes, por ello es necesario garantizar su comportamiento y durabilidad a lo largo de la vida útil de la estructura. Existen numerosas recomendaciones acerca de los requerimientos a exigir a los sistemas de tirantes, y el sistema H2000 de Freyssinet cumple los más exigentes.

Los sistemas de tirantes han evolucionado desde los sistemas iniciales inyectados con lechada de cemento o sin vaina global con puestas en obra mediante grandes medios auxiliares y sin amortiguadores, hasta los sistemas actuales con triple barrera de protección (galvanizado, cera, PEAD), vaina global, sustituibles, con filtros integrados, instalaciones cordón a cordón mediante Isotension® y amortiguadores hidráulicos. Dotando así a los tirantes de las características técnicas y la durabilidad requerida, con unos costes de mantenimiento e inspecciones mínimas, y pudiendo garantizar una vida útil, acorde a la estructura, de 100 años.

Bibliografía

[1] CIP, Cable Stays: Recommendations of the French Interministerial Commission on Prestressing, France, 2002, article 11.3 pp. 147-149.
[2] FIB, Recommendations for the Acceptance of Stay Cable Systems, using Prestressing Steels, Switzerland, 2005, article 6.2.3 pp. 59-62.
[3] PTI, Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation, USA, 2001, article 4.1.6 pp. 33-34.
[4] CIP, Cable Stays: Recommendations of the French Interministerial Commission on Prestressing, France, 2002, article 11.2.2 pp. 141-145.
[5] FIB, Recommendations for the Acceptance of Stay Cable Systems, using Prestressing Steels, Switzerland, 2005, article 6.2.1 pp. 53-56.
[6] PTI, Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation, USA, 2001, article 4.2 pp. 35-40.
[7] CIP, Cable Stays: Recommendations of the French Interministerial Commission on Prestressing, France, 2002, article 14.5 pp. 180-181.
[8] ETAG 013, Guideline for European Technical Approval of Post-tensioning Kits for Prestressing of Structures, 2002.
[9] ACHE, Manual de Tirantes, España, 2007, artículo 4.3 pp. 160-166.
[10] CIP, Cable Stays: Recommendations of the French Interministerial Commission on Prestressing, France, 2002, article 4.2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):191–193

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Prueba de carga dinámica del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Dynamic load testing for the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Vicente Puchol de Celis [a], Jesús de los Ríos de Francisco [b] y José Luis Castro Rubal [b,*]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Kinesia Ingeniería S.L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Dragados S.A., Madrid, España*

Recibido el 26 de octubre de 2015; aceptado el 9 de diciembre de 2015
Disponible en Internet el 21 de enero de 2016

Resumen

Como estipula la normativa española para puentes de luz superior a 60 m, se realizó una prueba de carga dinámica del tramo atirantado con objeto de caracterizar adecuadamente los parámetros dinámicos de la estructura.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente atirantado; Prueba dinámica; Amortiguamiento; Fusible

Abstract

In order to comply with the requirements of the Spanish codes for bridges with a span over 60 m, a dynamic loading test was carried out to accurately obtain the dynamic parameters of the structure.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cable-stayed bridge; Dynamic test; Damping; Fusible

1. Introducción

Entre los principales objetivos de las pruebas de carga dinámicas está la determinación de las frecuencias correspondientes a los primeros modos de vibración de la estructura, y, si es posible, de los coeficientes de amortiguamiento logarítmico asociados a ellas. En nuestro caso, por tratarse de una gran estructura expuesta a fuertes vientos, el conocimiento de la capacidad de amortiguamiento del puente es ineludible. Habitualmente, como medios de excitación, suelen utilizarse uno o más vehículos pesados circulando sobre obstáculos. Sin embargo, este procedimiento no es de aplicación en el tramo atirantado debido a la separación neta entre la frecuencia principal de la estructura (0,27 Hz) y la del primer modo de un camión (entre 2 y 5 Hz), correspondiente al balanceo de caja o *body bounce*. Por ello, no se produce interacción relevante vehículo-estructura, y el uso de camiones no resulta apropiado. Como alternativa está la acción del viento, que por contener un espectro muy amplio (de tipo ruido blanco) contiene todas las frecuencias y resulta idóneo para la excitación del puente (de hecho, durante el proceso constructivo se fueron detectando y controlando las frecuencias propias por este procedimiento). A cambio, el viento resulta poco útil para la cuantificación del amortiguamiento, pues sería necesario que, tras inducir un estado vibratorio en la estructura, cesara repentinamente. Todo ello hizo necesario diseñar un ensayo *ad hoc* de liberación súbita de carga que provocase una deformación

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: jlcastror@dragados.com (J.L. Castro Rubal).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.001
0439-5689/© 2015 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 30/10/2025

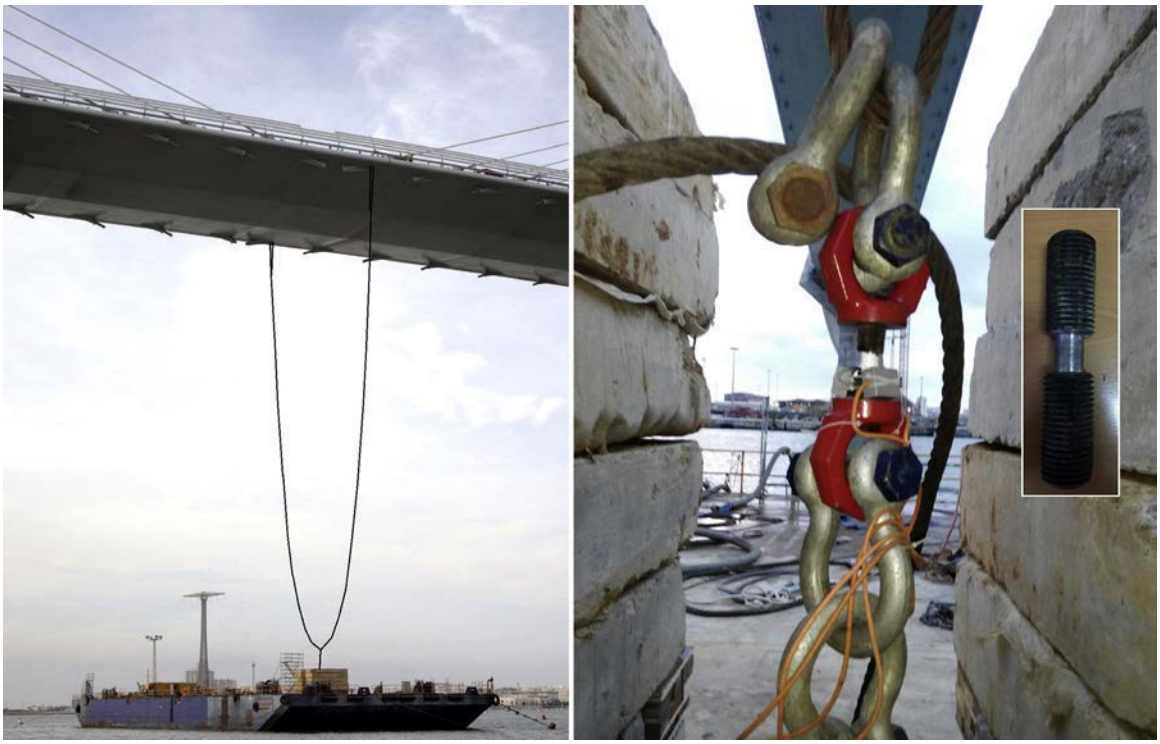


Figura 1. A la izquierda, vista general del montaje. A la derecha, detalle de cadena, fusible y eslinga de seguridad.

inicial suficiente y dejase después la estructura disipando energía en régimen de vibración libre.

2. Cálculo de la carga de ensayo

En un día en calma, la brisa ambiental puede mantener el tablero con una vibración de fondo cuasi continua del orden de 0,0005 a 0,001 g. Por este motivo, se buscó provocar una aceleración vertical (a) de al menos 0,01 g para tener un nivel de partida nítidamente diferenciado que tomar como referencia para evaluar el amortiguamiento. Este nivel de aceleración equivale a introducir una flecha inicial (d) relacionada con la frecuencia (f) del primer modo de vibración vertical en flexión del tablero según la siguiente expresión:

$$d = a/(2\pi f)^2 \quad (1)$$

Para una frecuencia (f) de 0,27 Hz, se deduce una flecha inicial necesaria (d) de 34 mm. Y, de acuerdo con la información facilitada por el proyectista de la estructura, dicha deformación se consigue con una carga de 490 kN suspendida del centro del vano principal [1].

3. Ensayo de liberación súbita de carga

La idea central fue unir el tablero a un peso situado sobre una embarcación dispuesta bajo el centro del vano principal y usar la marea descendente como elemento activo de tiro [2]. Esta unión dispondría de un elemento fusible tarado para romperse a una carga próxima a 490 kN.

Como embarcación se utilizó la pontona Dracaza XX. El cable de tiro se conectó a una viga metálica simplemente apoyada sobre la cubierta y sobre la que se apoyaron 2 columnas de bloques de hormigón como contrapeso (fig. 1).

En el tablero, se escogió como diafragma de tiro el más próximo al centro del vano principal dotado de anclaje de tirantes. En cada extremo de dicho diafragma, bajo las vigas de borde, se soldaron 2 anillas de trincaje tipo D-ring. Cada pareja de anillas estaba unida mediante una eslinga metálica de 2 m de longitud.

La línea de unión se dividió en 2 tramos: un primer tramo vertical constituido por una cadena de grilletes con una longitud total de 2 m, donde se situó el fusible, y una eslinga metálica de 120 m de longitud que conectaba las 2 eslingas dispuestas en los extremos del diafragma de tiro a la vez que se enhebraba en el extremo superior del primer tramo. De esta forma se conseguía un tiro vertical centrado en sentido transversal.

Como elemento fusible se optó por una varilla metálica roscada M-42 de calidad 10.9 y 150 mm de longitud. Esta barra se mecanizó en sus 30 mm centrales hasta conseguir una sección maciza de 24 mm de diámetro (fig. 1).

Con esta disposición, la barra tenía una carga de rotura teórica situada entre 451 y 540 kN. Estos valores fueron confirmados mediante ensayos previos de rotura a tracción en los que se alcanzó una carga de rotura media de 506 kN.

Como sistema de control geométrico, se utilizaron 2 estaciones topográficas en modo *tracking* y 4 receptores GPS, todo ello dispuesto para monitorizar los movimientos del diafragma de tiro y de la pontona.

Como medidas de seguridad adicionales se decidió que todos los elementos que entraban en carga durante la prueba, excepto el fusible, tuvieran una carga de rotura al menos doble de la que teóricamente tendrían durante el ensayo y que los extremos de

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

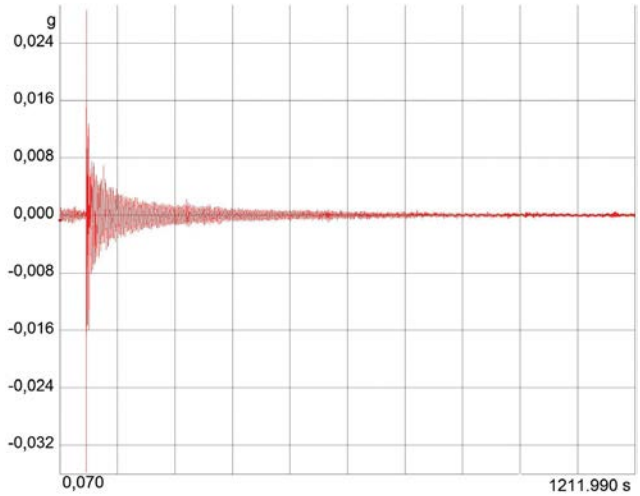


Figura 2. Acelerograma vertical en centro de vano.

los cables de tiro contasen con eslingas de seguridad para evitar caídas accidentales de los mismos y oscilaciones incontroladas.

Una vez todos los medios auxiliares estuvieron en posición, se procedió a la unión de los 2 tramos de la línea de tiro. El proceso se inició con la marea en fase creciente de forma que el ascenso de la embarcación ayudase a la operación de conexión.

Una vez el tablero estuvo unido al contrapeso situado en la pontona, se inició el lastrado de la misma mediante bombeo que, junto con el descenso de la marea, puso progresivamente al sistema en carga hasta provocar la rotura del fusible.

El ensayo finalizó con un descenso máximo de la embarcación de 44 cm en 21 min, en el orden de lo previsto.

4. Instrumentación y resultados

La instrumentación utilizada fue, básicamente, la ya existente en la estructura para la monitorización de construcción [3]. A lo que este ensayo respecta, fueron de especial interés los 19 servo-acelerómetros y los 3 anemómetros-veleta disponibles. A estos 22 sensores se unieron 2 galgas extensométricas dispuestas sobre la barra fusible que permitieron controlar en tiempo real la carga que esta iba tomando. Los anemómetros sirvieron para vigilar que el viento se mantuviera en calma y no invalidara el largo registro que se planteaba realizar.

El ensayo tuvo lugar el 4 de septiembre de 2015. El sistema de adquisición de datos se programó para una captura continua a velocidad de 100 lecturas por segundo y sensor.

El disparo tuvo lugar automáticamente cuando el fusible se rompió, iniciándose el registro con un pre-evento de los 60 segundos anteriores para contextualizar adecuadamente las vibraciones subsiguientes. El viento se mantuvo constante, con una velocidad media de unos 2,8 m/s. La adquisición de datos se

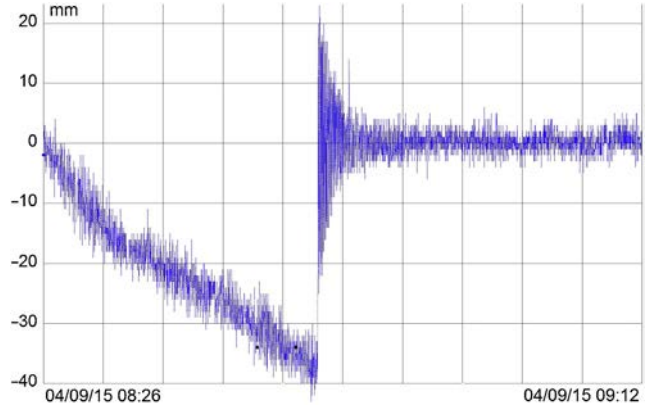


Figura 3. Flecha en borde de tablero.

prolongó durante 20 min (121.200 registros), hasta que las vibraciones residuales cayeron por debajo de las existentes antes de la rotura del fusible (que eran debidas a las oscilaciones de la pontona).

La figura 2 muestra el acelerograma vertical en centro de vano. Las vibraciones ambientales en el pre-evento son del orden de 0,0012 g. Tras la rotura del fusible, la aceleración vertical de pico asciende a 0,085 g y, tras medio segundo, baja al nivel de 0,01 g de referencia. De ahí en adelante, la disipación de energía se produce de forma suave y regular, terminando el ensayo con una vibración residual de apenas 0,0004 g. Esta amplitud, 3 veces menor que la del pre-evento, pone de manifiesto que la brisa ambiental no introdujo ninguna distorsión en el ensayo. La figura 3 muestra la flecha en borde tablero medida topográficamente de forma continua *(tracking)*.

Las oscilaciones libres tienen lugar a una frecuencia casi pura (sinusoidal) de 0,25 Hz, muy similar a la teórica (recalculada en 0,24 Hz para la carga muerta existente en la fecha de ensayo). El coeficiente de amortiguamiento logarítmico resultante se ha cifrado en 0,05, lo que corresponde a una tasa de amortiguamiento crítico del 0,80%. Dicho valor es algo superior al que preconiza la norma UNE-EN 1991-1-4 para amortiguamiento de estructuras mixtas frente a la acción del viento.

Bibliografía

[1] V. Puchol de Celis, Análisis experimental de las vibraciones causadas por el viento en el puente sobre el río Tajo (Arcos de Alconétar), Hormigón y Acero (243) (2007) 51–66.

[2] F. Myrvoll, A. M. Kaynia, E. Strømen, E. Hjorth-Hansen, C. Hansvold, R. Ronnebrant, Field performance testing and instrumentation for design verification of the Uddevalla bridge, *Proceedings of the 4th Symposium of Strait Crossings*. 2-5 Septiembre, 2001, Bergen (Noruega).

[3] V. Puchol de Celis, Instrumentación, monitorización y análisis del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 261–266.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Pondio
Ingenieros

Diseño y cálculo del carro de izado de dovelas del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz

PROYECTAMOS ESTRUCTURAS

Tel: (+34) 91 781 85 90
Fax: (+34) 91 781 85 93

pondio@pondio.com

www.pondio.com

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):195–197

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Auscultación dinámica de tirantes del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Dynamic auscultation of the cable stays of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Vicente Puchol de Celis

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Kinesia Ingeniería S.L., Madrid, España

Recibido el 23 de noviembre de 2015; aceptado el 20 de abril de 2016
Disponible en Internet el 29 de junio de 2016

Resumen

Con el objetivo de documentar la fuerza y el coeficiente de amortiguamiento de los tirantes a efectos de su seguimiento en el tiempo, se ha realizado una auscultación dinámica de los mismos previamente a la entrada en servicio del puente. La determinación de las fuerzas se ha hecho mediante la analogía de la cuerda vibrante.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Tirante; Excitación; Auscultación dinámica; Frecuencia; Amortiguamiento; Cuerda vibrante

Abstract

In order to have a record of the cable stay stresses and the damping coefficients to keep track of its evolution, a dynamic auscultation of them has been performed before the bridge is open to traffic. Their tension forces have been obtained through the vibrating string analogy.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Stay; Excitation; Dynamic auscultation; Frecuency; Damping; Vibrating string

1. Introducción

Como último control experimental [1,2] del puente antes de su entrada en servicio, se ha procedido a la auscultación dinámica de todos los tirantes. El objetivo ha sido doble: por una parte, contrastar la fuerza de los cables con respecto a los valores previstos; y, por otra, obtener una *fotografía* de referencia para detectar cualquier cambio en futuros controles a llevar a cabo dentro del plan de inspección y mantenimiento del puente en fase de explotación.

Para que el ensayo sea fácilmente repetible con el puente abierto al tráfico, es necesario que, a la vez que preciso, sea rápido y poco intrusivo. En este sentido, la auscultación como *cuerda vibrante* es el método idóneo, pues no precisa de grandes medios auxiliares, como sería un gato de pesaje, ni los tirantes resultan afectados en ningún sentido. Tan solo es necesario inducir en ellos una cierta excitación y deducir su fuerza a partir de la frecuencia de vibración y de sus características mecánicas (longitud y masa unitaria). La ecuación (1) expresa esta relación, donde f es la frecuencia de vibración (Hz), L es la longitud (m), F es la fuerza del tirante (N) y m es la masa por metro lineal (kg/m).

$$f = \frac{1}{2L}\sqrt{\frac{F}{m}} \tag{1}$$

El procedimiento, aunque sencillo de concepto, requiere una ejecución cuidadosa por los siguientes aspectos:

Correo electrónico: vpuchol@kinesia.es

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.04.005
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. A la izquierda, plataforma elevadora. A la derecha, sistema de adquisición y análisis de datos.

- La frecuencia principal de vibración de los tirantes es muy reducida, de 0,40 a 1,50 Hz, por lo que las medidas deben hacerse con una resolución mejor que 0,01 Hz.
- La frecuencia de vibración de los tirantes se encuentra inmersa entre las frecuencias de los primeros modos de vibración del puente, por lo que hay que prestar atención para evitar confusiones entre unas y otras.
- El sensor de medida debe tener, además de buena respuesta en baja frecuencia, alta sensibilidad, porque los movimientos que se pueden inducir en el tirante son reducidos.

2. Instrumentación

El equipo instrumental utilizado ha consistido en un servo-acelerómetro (Kistler 8330B3), una unidad de adquisición de datos dinámica (Agilent 1313A) y un ordenador portátil de control y registro. El software de medida y análisis es un desarrollo propio de Kinesia Ingeniería.

Como medio auxiliar de acceso a los tirantes (fig. 1) se ha utilizado una plataforma elevadora (Manitou) típica de obra civil. El juego del brazo articulado ha permitido que, con un mismo posicionamiento de la máquina, se hayan podido auscultar 3 o 4 tirantes seguidos a una altura unos 15 a 20 m que, como se comenta más adelante, es suficiente tanto para la excitación del tirante como para la captación de su frecuencia de vibración.

Como los acelerómetros de tipo servo tienen respuesta desde 0 Hz en adelante, el sistema de medida se ha encargado de restar automáticamente la proyección de la aceleración gravitatoria —que es una aceleración constante de cero hertzios— sobre el ángulo de cada tirante. Además, se ha utilizado un filtro paso-bajo para amortiguar las frecuencias elevadas carentes de interés.

Es importante que adquisición, registro y análisis sean procesos simultáneos en el tiempo. Es decir, que los datos se obtengan, guarden y analicen al unísono para que se den las condiciones de una verdadera auscultación en tiempo real como requiere la medida ágil de los 176 tirantes con que cuenta el puente.

3. Excitación

Habitualmente se piensa en la excitación como en algo parecido a *dar un golpe* al tirante y escuchar la respuesta. Esto no solo no es así, sino que rige el principio antrópico de que «si quieres una respuesta amable, haz una pregunta amable». Un golpe seco es una actuación impulsiva, breve en el tiempo y, por tanto, de alta frecuencia; es decir, lo más desaconsejable para auscultar un elemento que tiene frecuencias muy bajas. Empujar el tirante desde la plataforma de acceso es mejor que golpearlo, pero no es buena solución, porque el tirante a baja altura es más rígido que la plataforma y es el operario el que resulta desplazado hacia atrás.

El medio utilizado ha consistido en atar una cuerda al tirante junto al punto de medida y, desde el tablero, tirar fuertemente y soltar la cuerda de golpe. Aunque, evidentemente, la fuerza de tiro no puede superar el peso de la persona, y la cuerda está atada a solo 1/10 de la longitud del tirante, el desplazamiento que se consigue es suficiente para provocar una oscilación nítida que puede medirse con mucha precisión. Y, sobre todo, es una solicitación de baja frecuencia, proveniente de imponer al tirante una deformada inicial y dejarle que oscile libremente movido por sus fuerzas elásticas. En función del punto donde se haya atado la cuerda se obtendrán diferentes combinaciones (proporciones) de armónicos en la respuesta (timbre musical del tirante), pero no diferentes frecuencias.

4. Adquisición de datos

El proceso se ha hecho con los siguientes parámetros:

- Velocidad de adquisición de datos: 100 Hz (lecturas por segundo).
- Algoritmo de proceso: transformada rápida de Fourier (FFT).
- Ventana de proceso: 16.384 lecturas consecutivas.
- Duración del registro: 15 s de pre-evento más 200 s de evento.
- Resolución de medida: 0,0061 Hz.

La velocidad de 100 lecturas por segundo puede parecer excesiva, pero de acuerdo con el teorema de Nyquist-Shannon, para que la señal esté perfectamente identificada la tasa de muestreo debe ser, al menos, el doble de la frecuencia más alta existente. Eso da lugar a una frecuencia límite teórica de 50 Hz, que se reduce a unos 16 Hz si dotamos al sistema de un factor de seguridad de 3. Sin una velocidad de medida suficiente, cualquier frecuencia real que esté por encima del límite de Nyquist-Shannon aparecerá en el espectro como un eco fantasma *(aliasing)*.

5. Resultados

La analogía de *cuerda vibrante* es muy apropiada para los tirantes, que oscilan con una frecuencia fundamental de base

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

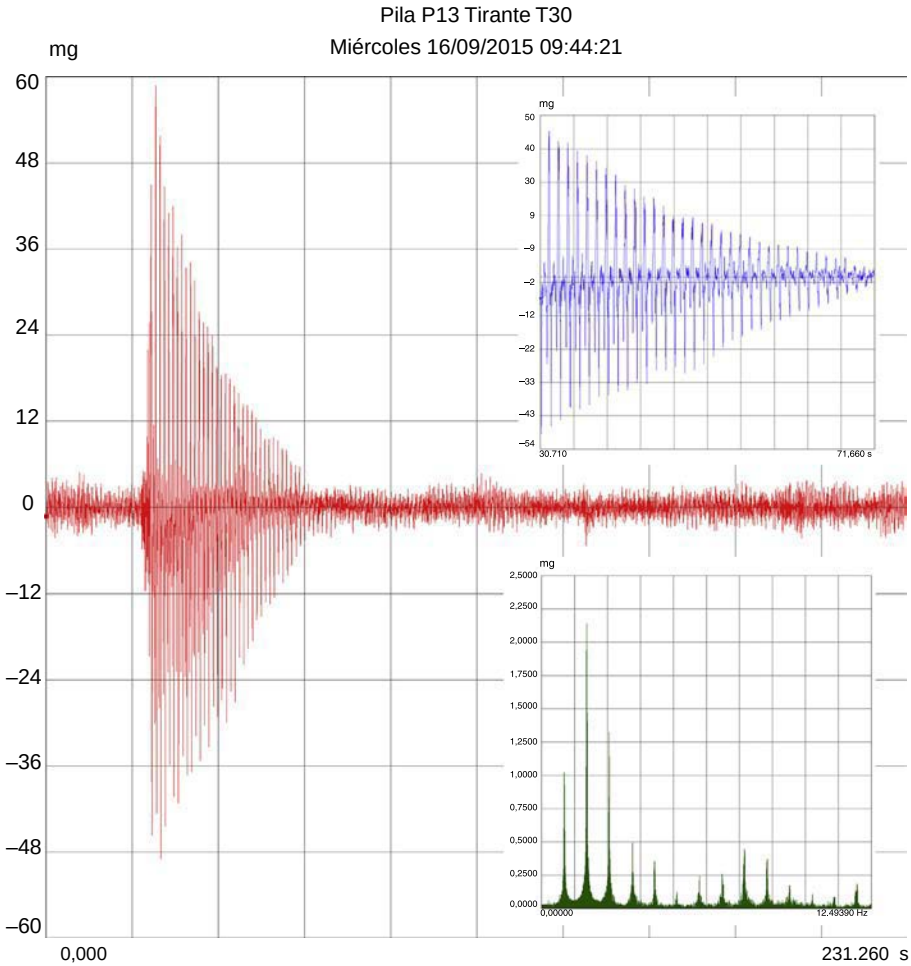


Figura 2. Acelerograma (rojo), zoom (azul) y espectro (verde).

más un conjunto de armónicos en el sentido matemático (y musical) del término; es decir, con relaciones enteras f, 2f, 3f, 4f... Esto implica que (1) si el espectro no es de tipo armónico, es muy probable que el ensayo esté mal realizado, y (2) que si no se ha conseguido excitar la fundamental, esta puede deducirse fácilmente mediante división aritmética de los armónicos subsiguientes.

La figura 2 es un ejemplo representativo de la auscultación de un tirante cualquiera. En color rojo está trazado el acelerograma registrado, en azul un detalle parcial del mismo (zoom) para que se aprecie mejor su morfología y curva de amortiguamiento, y en verde el espectro de frecuencias. Puede verse que, además de la fundamental, se contabilizan 13 armónicos en el espectro.

Para este tirante, la frecuencia medida es de 0,8667 Hz, frente a la de 0,9091 Hz prevista en el modelo teórico. El amortiguamiento logarítmico se ha cifrado en 0,0678, que equivale a una tasa de amortiguamiento crítico del 1,08%.

6. Resumen

Las ideas centrales y conclusiones del trabajo son:

- La analogía con la cuerda vibrante es un método apropiado que permite una auscultación elegante y rápida, a la vez que precisa.
- Es un ensayo fácilmente reproducible cada cierto tiempo para vigilar no solo la fuerza de los cables, sino también su tasa de amortiguamiento.
- El efecto de la catenaria de los tirantes es prácticamente despreciable en la frecuencia de vibración del cable.
- Medir sobre la vaina no introduce ninguna distorsión, incluso aunque no haya inyección, pues esta sigue fielmente el movimiento de los cables interiores (por sí misma, nunca tendría un espectro armónico).
- No es necesario acceder a puntos de medida muy elevados, pues a 1/10 de la altura total es fácil provocar vibraciones de 60 mg (como la del ejemplo), que están muy por encima de la vibración de fondo (3 mg)

Bibliografía

[1] V. Puchol de Celis, Instrumentación, monitorización y análisis del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 261–266.

[2] V. Puchol de Celis, J. de los Ríos de Francisco, J.L. Castro Rubal, Prueba de carga dinámica del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 195–197.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Puente sobre la Bahía de Cádiz

PLANIFICACIÓN, INGENIERÍA Y ASISTENCIA EN OBRA

La complejidad técnica de este proyecto en términos de dimensiones, soluciones y cantidad de material ha demostrado la capacidad de ULMA para enfrentarse a cualquier desafío.

www.**ulmaconstruction**.es

ULMA

From the beginning of your projects

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):199–208

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Empuje del viaducto de acceso del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Launching access viaduct of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Pilar Hue Ibargüen [a,*] y José Manuel González Barcina [b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dragados S.A., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ALEPH Consultores S.L.P., Madrid, España*

Recibido el 28 de octubre de 2015; aceptado el 28 de diciembre de 2015
Disponible en Internet el 3 de abril de 2016

Resumen

El tablero del viaducto de acceso desde Cádiz del puente de la Constitución de 1812, con una longitud de 581,3 m y una anchura media de 33,20 m, es una estructura de doble acción mixta. El proceso constructivo empleado consiste en el empuje del tablero desde un solo lado con la ayuda de una torre de atirantamiento provisional para salvar la luz del vano tipo (máximo) de 75 m. Se empuja la sección metálica del tablero con las prelosas acopiadas sobre el mismo y hormigonada una calle central de 6 m de anchura de la losa superior, lo que supone un peso total a empujar de 81.000 kN.

En este artículo se describen las características principales del tablero de dicha estructura, junto con las maniobras y los elementos auxiliares más significativos para su empuje.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Empuje; *Patch loading*; Parque de empuje; Atirantamiento; Estructura mixta

Abstract

The deck of the access viaduct from Cádiz of Constitución de 1812 cable-stayed Bridge, with a length of 581,3 m and an average width of 33,20 m, is a structure of double composite action. The construction process used is the launching of the deck from one side with the aid of a temporary active stay system to save the standard span length of 75 m (maximum). The steel section of the deck is pushed with the floor slabs stockpiled on it and a central street of 6 m width of the upper slab concreted representing a total weight of 81.000 kN.

This article describes the main features of the structure of the deck, along with the maneuvers and most significant launching auxiliary elements.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Launchig; Patch loading; Launching yard; Temporary active stay system; Composite structures

1. Introducción

Los condicionantes que rodeaban al viaducto de acceso desde Cádiz, tanto por su ubicación y la tipología estructural como por la situación sobre el mar, que obligaba a emplear medios marítimos para su construcción, hacían que la solución de empujar el tablero fuera una alternativa óptima desde el punto de vista técnico y económico.

El tramo que nos ocupa tiene una longitud total de 581,3 m repartidos en 8 vanos, desde estribo 1 a pila 9 (no existe la pila 1) [1], con luces de 75 m entre apoyos salvo el primer vano de 55 m, y el último vano, que está condicionado por el encuentro sobre la pila 9 con el siguiente tramo (tramo desmontable) y tiene una longitud real de 75,5 m (luz entre apoyos de 74,2 m).

El tablero, con una anchura variable entre 36,73 y 33,20 m en sus primeros 114 m, consiste en una estructura mixta formada

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: mhuei@dragados.com (P. Hue Ibargüen).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.007
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. Vista general del tramo empujado.

por un cajón metálico con almas centrales verticales de 2,70 m de canto medio y separadas 9,15 m entre ejes. Los vuelos laterales, de 11,6 m de longitud, se resuelven mediante costillas en sección doble T de canto variable, que dan continuidad a los diafragmas transversales distribuidos cada 5,0 m. Entre las costillas se dispone un carenado cuya finalidad es estética y aerodinámica, no considerándose colaborante en la resistencia general. Dicho carenado, junto con las 2 almas centrales verticales, ofrece la apariencia geométrica de sección transversal en cajón tricelular como el resto del puente [2]. La sección se completa con una losa superior de hormigón de 0,30 m de espesor.

La estructura, en cada sección de apoyo sobre pila, está rigidizada mediante un cajón armado en toda su anchura. Además la sección transversal se completa con el hormigón de la losa de fondo del cajón en los primeros 15 m a cada lado de las pilas, de los cuales los primeros 5 m a cada lado del eje de pila tienen un espesor de 50 cm, siendo de 40 cm los 10 m restantes.

El trazado es recto en planta y tiene un acuerdo vertical en alzado con alineaciones del 2,5 y del 5% de pendiente longitudinal (fig. 1).

2. Modificaciones al proyecto para adecuar el tablero original en empujable

El proyecto general del nuevo puente sobre la Bahía de Cádiz contempla una sección tipo monocelular, que se convierte en tricelular en ciertas zonas del tramo atirantado y en los viaductos de acceso. La distribución de células consiste en voladizos de canto variable en 11,60 m ancho, y un núcleo central de 10,00 m, de canto constante, salvo por la incidencia del peralte de la calzada. La sección tricelular incluye 2 almas intermedias separadas 10 m entre caras exteriores, coincidiendo con el punto de separación entre voladizos y núcleo (fig. 2).

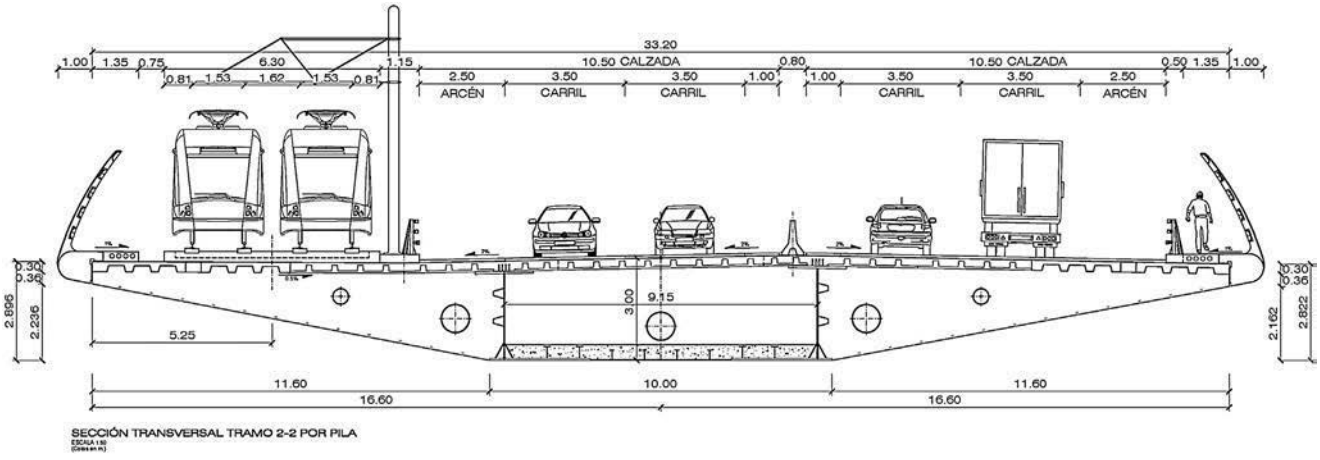


Figura 2. Sección transversal del tablero en zona de pila.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

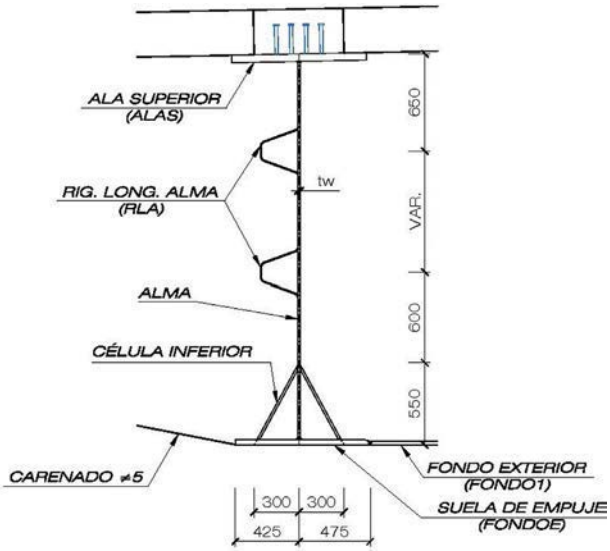


Figura 3. Detalle de adaptación de la sección al empuje.

De cara al empuje, dadas las importantes reacciones esperadas, de hasta 10.400 kN por apoyo, los balancines de deslizamiento se deben disponer preferiblemente debajo de las almas. Con la geometría general esto no resulta fácil, ya que la mitad del apoyo queda bajo el voladizo, con inclinación transversal, y la otra mitad bajo el núcleo central horizontal. La solución habitual en estos casos consiste en retranquear el apoyo hacia el interior, pero ello implica la disposición de elementos de torsión de gran rigidez y capacidad.

En el viaducto de acceso lado Cádiz se ha optado por una solución más económica, consistente en retranquear las almas centrales hacia el interior, de manera que se disponga de una zona horizontal de apoyo acorde con el tamaño de los balancines de deslizamiento. En concreto, se desplazaron las almas 425 mm, con margen para las tolerancias de fabricación y guiado, y el tamaño de las almohadillas, de 750 mm de ancho.

En la figura 3 se muestran en detalle el conjunto de modificaciones incluidas en la sección para mejorar su comportamiento durante el empuje y minimizar el peso de los refuerzos necesarios. Primeramente, el retranqueo de 425 mm de las almas permite alojar el apoyo provisional nominalmente centrado bajo las mimas. En segundo lugar, se han incorporado 2 chapas inclinadas denominadas «célula inferior» en la figura, que tiene por misión resolver la variación de ancho entre el espesor mínimo del alma y el necesario para las almohadillas de deslizamiento (750 mm.) Estas células tiene además la misión de confinar el alma en el entorno de la zona más solicitada por carga concentrada, mejorando la respuesta frente a la abolladura *(patch loading)*. En la misma línea, la figura muestra 2 rigidizadores longitudinales de alma (RLA), si bien el proyecto general del tablero consideraba solo uno centrado, que es suficiente para la resistencia a flexión y cortante en situación definitiva, pero escaso para la carga concentrada durante el empuje.

Además, la figura muestra un refuerzo del ala inferior en la zona lateral, denominado «Suela de empuje», que tiene por misión resistir y transmitir la carga de los apoyos provisionales a la célula inferior y al alma, trabajando en flexión transversal.

Finalmente, dentro del concepto de adaptaciones queremos hacer mención a la instalación del perfil de guiado longitudinal, que tiene un carácter intermedio entre modificación de la solución general de proyecto y estructura provisional. Tal como luego se describe, para el correcto guiado del tablero durante el empuje, así como para resistir las fuerzas de viento, es necesario disponer topes transversales entre aquel y las pilas. La inclinación de los voladizos laterales, y su conexión directa con el fondo del cajón, no permiten una colocación sencilla de las guías laterales. Por ello se ha optado por la instalación de un perfil central bajo el tablero por el exterior de la chapa inferior, formado por una viga doble-T con el alma horizontal, de 500 mm de canto y 250 mm de ancho. Esta viga se vincula al tablero mediante uniones atornilladas cada 5 m, coincidiendo con los diafragmas transversales. En la figura 4 se muestra el perfil de guiado en el extremo frontal del tablero, coincidiendo con la llegada a una pila.

3. Descripción del proceso constructivo

El proceso constructivo empleado consiste en el empuje del tablero metálico con ayuda de una torre de atirantamiento provisional, prefabricando la estructura por tramos previamente en el «parque de empuje» para avanzarla posteriormente, mediante los medios hidráulicos y mecánicos necesarios, dejando libre el espacio que ocupaba para construir un nuevo tramo de tablero [3].

Así, de manera sucesiva, intercalando montajes de estructura metálica con empujes, la estructura avanza un total de 523,925 m divididos en 9 fases de lanzamiento. Los últimos 40,20 m de tablero se montan en su posición definitiva.

El tablero se empuja con la estructura metálica completa, parte de las prelosas sobre ella y una calle central de 6 m de anchura de la losa superior de hormigón, salvo en los 66 m del frente de avance para aligerar la carga en la ménsula que se produce al ir avanzando con el empuje.

La construcción total del tablero se completa una vez finalizado el empuje con varias fases adicionales en las que se sustituyen los apoyos provisionales por los definitivos, se colocan y sueldan los tramos metálicos de los últimos 40,2 m, se hormigona la losa de fondo en zona de pilas, se colocan prelosas y se completa la losa superior, además se termina el alzado del estribo 1, y se ejecutan los acabados.

Para realizar la maniobra de empuje se ha tenido que acondicionar una explanada como parque de empuje, y diseñar e instalar una serie de elementos auxiliares que se describen a continuación.

3.1. Parque de empuje

El parque de empuje se ejecuta sobre una península artificial en la zona del estribo 1, en el lado Cádiz de la estructura (debido a la necesidad de ganar espacio por la cercanía del casco urbano) y consiste en una losa de hormigón armado de 0,35 m de espesor y dimensiones 120 × 40 m, con una pendiente paralela a la rasante del tablero 1,90 m por debajo de ella, extendiéndose desde el estribo 1 hasta la pila 2. Dicha solera, además de servir de plataforma para el armado y soldadura de dovelas metálicas,

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 4. Detalle de guiadera longitudinal.

actúa por rozamiento como elemento de reacción frente a las fuerzas horizontales de empuje. Por ello, y para movilizar el suficiente rozamiento, a la losa se la dota además de 4 rastrillos de 0,4 m de profundidad.

El deslizamiento del tablero en el parque de empuje se produce sobre 4 alineaciones de puntos fijos o pilas provisionales situados con una separación entre sí de 20-25 m, y cimentadas mediante pilotes, de manera que el peso de la estructura no se transmite a la losa, que está agujereada con la forma de estos puntos fijos de forma que no están conectados, y por lo tanto estos tampoco reciben los esfuerzos horizontales del empuje. La rasante de empuje, alineación que recorre la «suela de empuje», se sitúa 150 mm por encima de su rasante definitiva.

Otro elemento importante en el parque de empuje es la pila 2, que además de servir de apoyo del tablero durante el deslizamiento, actúa como punto fijo de tiro y sistema de retenida, por lo que recibe los esfuerzos desarrollados por ambos sistemas, los cuales se resisten disipándose por rozamiento a lo largo de la solera del parque de empuje.

En la figura 5 se muestra cómo estructuralmente la pila 2 se completa con una viga de tiro situada sobre 2 pilotes. El momento inducido por la excentricidad del tiro respecto a la solera se absorbe mediante sendos puntales metálicos que cogen las tracciones, y las compresiones se transmiten al terreno mediante los pilotes de la cimentación de la viga de tiro. Dicha viga de tiro consiste en 2 brazos longitudinales de sección rectangular, que alojan cada una de las vainas de los cables de tiro, y una viga transversal de sección rectangular uniendo los brazos anteriores y en la que se disponen los anclajes del sistema de retenida.

En el parque de empuje se disponen además 2 grúas pórticos sobre carriles de 40 m de luz y 400 kN de capacidad de carga para el transporte y montaje de dovelas metálicas, prelosas y manipulación de elementos auxiliares (fig. 6).

3.2. *Elementos auxiliares*

3.2.1. *Balancines deslizantes*

El deslizamiento del tablero se produce apoyando además de en los puntos fijos del parque de empuje, sobre las pilas (pila 2 a pila 9) y estribo 1 definitivos.

Todas las alineaciones de puntos fijos están dotadas de balancines rotulados longitudinalmente y provistos de almohadillas de neopreno-teflón, sobre las que apoya el tablero y desliza en su avance. Además facilitan una superficie de apoyo para los gatos en las maniobras de apeos y desapeos necesarios. En la figura 4 se puede ver en segundo plano un balancín sobre pila.

La reacción vertical máxima sobre los balancines del parque de empuje es de 6.000 kN, y de 10.400 kN sobre las pilas definitivas. Ambos tipos de balancines son similares, aunque adaptando sus dimensiones a las distintas reacciones verticales máximas para las que están diseñados. Sus dimensiones en planta son de 0,75 m de ancho y 1,035 m de largo en los balancines de las pilas provisionales situados en el parque de empuje, y aumentándose su longitud hasta 1,715 m en las pilas definitivas para controlar el *patch loading*. Más adelante, en la figura 12, se puede apreciar el balancín de pila provisional del parque de empuje.

3.2.2. *Percha de tiro*

El peso total a empujar es de 81.000 kN, que teniendo en cuenta la pendiente longitudinal del 5% y considerando un rozamiento teórico de un 8,5%, resulta necesario desarrollar una fuerza de tiro máxima de 11.000 kN. Dicha fuerza de empuje es realizada mediante 2 gatos hidráulicos de 8.500 kN de capacidad y 400 mm de carrera, ubicados en una estructura auxiliar denominada percha de tiro situada en el extremo dorsal del tramo de tablero montado. La fuerza de tiro se transmite

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

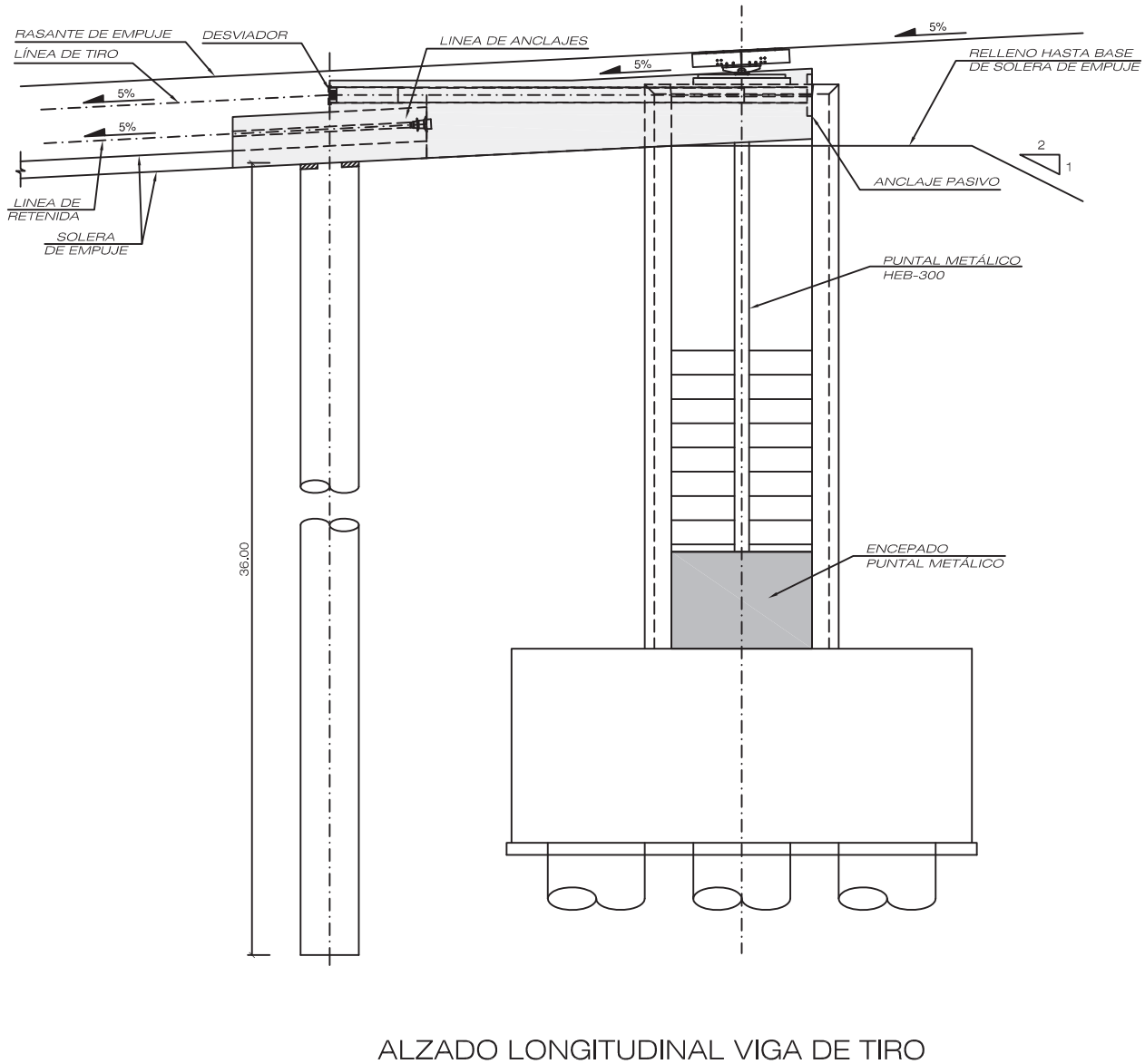


Figura 5. Alzado longitudinal de la viga de tiro adyacente a la pila 2.

mediante un máximo de 42 cordones de 0,6” por gato, que se anclan en la viga de tiro situada en la pila 2.

La percha de tiro cuelga de la parte superior del tablero mediante una unión bulonada, y está formada por 2 cajones verticales de canto variable alineados con sendas almas de la sección del tablero, unidos transversalmente a la altura de la suela de empuje por una viga armada y cerrada, y superiormente mediante un perfil laminado. El conjunto presenta la triangulación necesaria para evitar su distorsión en caso de disimetría de las fuerzas de empuje. La percha se completa con sendas plataformas para sujetar los gatos de tiro y con una plataforma central para la centralita hidráulica y el personal encargado de su manipulación y control (fig. 7).

3.2.3. Retenida

El sistema de retenida consiste en una pareja de cables de 24 cordones de 0,6” situados bajo el tablero, con una separación de 2,85 m al eje longitudinal del mismo, y que recogen una fuerza de freno máxima de 7.000 kN.

Dicha pareja de cables están anclados a la zona posterior de la viga de tiro de la pila 2, la cual actúa como punto fijo, y al tablero, el cual se mueve acercándose en su avance. En la parte posterior de la viga de tiro se sitúa un gato hidráulico que va recogiendo cable según se acercan punto fijo y móvil, aplicándoles una pequeña tensión para ayudar en su rectitud.

La conexión de cada uno de los cables al tablero metálico por su parte inferior se realiza mediante un yugo metálico al que se anclan, y que a su vez se une, mediante 2 barras y su terminal en horquilla, a 2 orejetas soldadas a una placa que se une directamente al tablero mediante una unión atornillada. La unión en el tablero se sitúa en zona de mamparo de pila o en un diafragma intermedio convenientemente rigidizado.

El sistema de retenida actúa de forma continua durante la maniobra de empuje del tablero, en cada una de sus fases. La

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

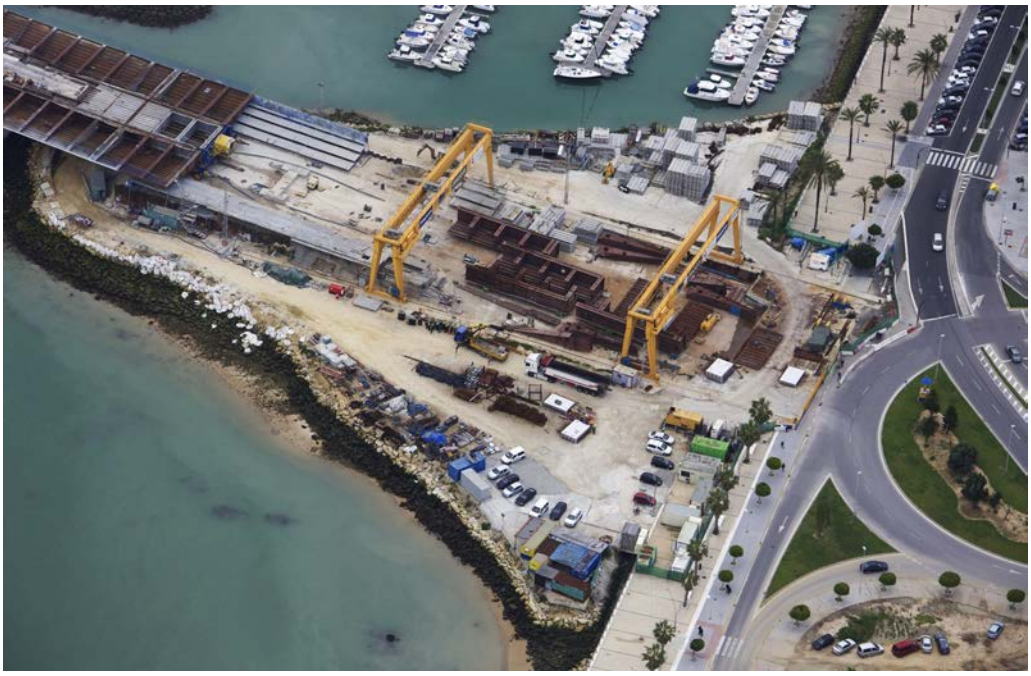


Figura 6. Vista aérea del parque de empuje.

fuerza de retenida necesaria varía en cada una de las fases según el peso total a empujar (fig. 8).

3.2.4. *Guía longitudinal*

En cada pila definitiva, además de los balancines de apoyo, se disponen elementos de guiado lateral (se puede ver detalle de la guía longitudinal en la figura 4) para controlar los movimientos transversales del tablero durante su avance y frente al viento, con 100 mm de capacidad de regulación, que reacciona contra una viga doble T armada dispuesta con su alma horizontal y atornillada a la zona inferior del tablero en las zonas en las que este presenta un diafragma o mamparo. Así mismo se dispone guiado lateral en uno de los puntos fijos del parque de empuje.

Dichas guías laterales consisten en un cabezal de estructura metálica que se mueve mediante unas barras roscadas y que aloja una pastilla de neopreno-teflón para favorecer el deslizamiento.

Figura 7. Percha de tiro (azul) y gatos hidráulicos (gris).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

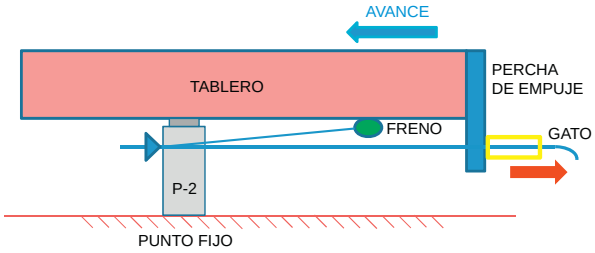


Figura 8. Esquema del sistema de empuje y retenida.

Las guías se diseñan para una carga máxima de 1.700 kN en parada y de 700 kN en maniobra de empuje.

3.2.5. *Torre de atirantamiento*

Durante el empuje se utiliza un sistema de atirantamiento provisional, con el fin de controlar los esfuerzos en la estructura y las deformaciones en el extremo frontal del tablero durante su avance. Dicho sistema se instala para la segunda fase de empuje y permanece activo hasta su finalización.

El atirantamiento provisional consiste en una torre metálica de 35 m de altura, situada sobre el mamparo de la pila 8 y articulada mediante una unión bulonada en su conexión inferior con el tablero. En su extremo superior se anclan los conjuntos de tirantes delanteros y traseros, que a su vez se anclan al tablero en las zonas de mamparo de pilas 9 y 7 respectivamente. Cada conjunto está formado por 2 tirantes de 24ϕ0,62″ y 19ϕ0,62″. Los cables traseros son activos, de forma que se pueden tesar y destesar según la fase de empuje correspondiente. La fuerza máxima en los tirantes correspondiente al máximo voladizo es de 4.300 kN.

La torre consiste en 2 mástiles (uno por alma) en doble perfil HEB 500 arriostrados longitudinalmente mediante perfiles angulares. Dichos mástiles, a su vez, están arriostrados transversalmente mediante perfiles tubulares.

El sistema de anclaje activo consta de un sistema de anclaje tradicional mediante cuñas y placa dispuesto sobre una fuerte pieza metálica que se ancla al tablero mediante un puente formado por un conjunto de barras y gatos huecos, de forma que desde el anclaje activo se pueden tesar y destesar los cables todas las veces necesarias sin actuar sobre las cuñas.

Para la instalación de todo el sistema de atirantamiento se requiere que estén ya montados 150 m de tablero (puesto que los anclajes y la propia torre de atirantamiento se encuentran sobre los mamparos de pila separados 75 m entre sí). Dadas las limitaciones de espacio en el parque de empuje, que permite un máximo de tablero montado de 130 m, el sistema de atirantamiento se instala para la segunda fase de empuje y permanece activo hasta su finalización (fig. 9).

3.3. *Maniobras singulares durante el empuje*

3.3.1. *Montaje en parque de empuje y desapeo*

La estructura metálica se fabrica en un taller y se transporta a obra dividida en sentido longitudinal en un total de 35 tramos de entre 15 y 20 m de longitud. En sentido transversal se divide en 4 partes: 2 correspondientes al cajón central y 2 a cada uno de los voladizos laterales.

Dichos tramos se sueldan entre sí en obra en el parque de empuje apoyándolos sobre apeos provisionales para posteriormente desapear el conjunto y dejarlo únicamente sobre los puntos fijos del parque de empuje.

Previamente al empuje se colocan las prelosas y se hormigona una zona central de losa de 6,0 m de anchura, dejando únicamente sin hormigonar los primeros 65,0 m para aligerar el frente de la estructura.

Para realizar los desapeos de la estructura se actúa mediante gatos dispuestos en las alineaciones de puntos fijos del parque de empuje, realizando el mismo mediante escalones máximos de 30 mm para controlar las reacciones.

Figura 9. Sistema de atirantamiento provisional.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 10. Vista aérea del tablero durante el empuje.

3.3.2. Empuje del tablero

Una vez apoyada la estructura sobre los balancines deslizantes se procede al empuje de la estructura, mediante la acción de las 2 unidades hidráulicas dispuestas en la percha de empuje en la sección trasera del tramo a empujar y que recogen los 2 tendones de cables anclados a la pila 2.

La fuerza de empuje en cada fase tiene en cuenta tanto el rozamiento de la estructura sobre las pastillas de teflón de los balancines, estimada en un 7,5%, como la pendiente longitudinal de la rasante (hasta un 5%) (fig. 10).

El tablero es guiado lateralmente en su avance para poder corregir su dirección o bloquear su movimiento transversal debido a acciones como el viento, gradientes térmicos, asimetrías de la sección metálica, y descompensaciones en la fuerza de tiro o en el sistema de atirantamiento, etc. Durante el empuje se bloquean las guías de la pila 2 y de la pila más

Figura 11. Vista inferior del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 12. Castillete bajo balancín en pila provisional del parque de empuje.

próxima al frente de avance. En las fases de parada se bloquean todas las guiaderas disponibles.

Según el frente de la estructura va avanzando se va apoyando en cada una de las pilas que se encuentra en su camino, y para ello es necesario recuperar la flecha que se produce en el extremo del voladizo mediante el sistema de atirantamiento provisional, por lo que durante cada fase de empuje se van realizando tesados parciales hasta el tesado máximo para recuperar cota al llegar a pila, concluyendo con el destesado de los mismos para apoyar la estructura en la pila (fig. 11).

Durante el proceso de empuje también es necesario realizar regulaciones de cota en los puntos fijos del parque de empuje para ir acompañando la deformada que se produce en el tablero por efecto de la flexión inducida en la estructura por la constantemente variable configuración de apoyos sobre un tablero con características también variables a lo largo de su longitud,

Figura 13. Vista general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

así como la predeformada de fabricación introducida a través de la contraflecha. Con ello se consigue limitar las reacciones en los puntos fijos u obligar a su apoyo según cada una de las fases.

El sistema de regulación de cota en los puntos fijos consiste en ir añadiendo o eliminando una serie de bandejas de perfiles y chapas, unidas entre sí mediante uniones atornilladas, formado un castillete bajo los balancines de empuje (fig. 12). Para liberar dichos puntos fijos se actúa mediante gatos hidráulicos que apoyan por delante y por detrás de la sección a levantar.

En el caso de la sección trasera, al abandonar un punto fijo de apoyo también se hace un gateo controlado de dicha sección, liberando y retirando dicho punto de apoyo, evitando un descenso incontrolado al ser rebasado el mismo.

Durante el proceso de lanzamiento se realiza un control topográfico de precisión por medio de antenas GPS dispuestas en varios puntos del tablero, conectadas a un sistema informático que realiza lecturas cada segundo y compara los resultados obtenidos con los datos de los cálculos teóricos, reportando incidencias en caso de que existan desviaciones. También se controlan las deformaciones en las cabezas de las pilas sobre las que el tablero apoya para detectar si la fuerza de lanzamiento se distribuye equitativamente entre todas. Las reacciones en los apoyos se controlan tanto en los puntos fijos del parque de empuje como en las pilas definitivas. En todos los casos las lecturas tomadas se contrastan con los valores teóricos determinados en el proyecto, parando la maniobra en caso de superar los valores límite establecidos (fig. 13).

3.3.3. *Cambio de apoyos provisionales a definitivos*

Una vez terminado el empuje se ejecuta la sustitución de los balancines deslizantes provisionales por los aparatos de apoyo definitivos mediante una ligera elevación del tablero con gatos hidráulicos, y posterior descenso de los 150 mm para llegar a la rasante definitiva.

Durante la maniobra de sustitución de apoyos se tuvieron muy en cuenta los movimientos longitudinales del tablero debido a los efectos térmicos que condicionaban el momento de terminar el descenso y vincular el apoyo al tablero. Además, los gatos hidráulicos se dispusieron sobre un mecanismo deslizante que permitía dichos movimientos mientras se efectuaban los trabajos de retirada de los balancines y colocación de los apoyos definitivos.

Bibliografía

[1] F. Pedrazo Majarro, Introducción al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) ix–x.
[2] J. Manterola Armisén, A. Martínez Cutillas, Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 1–19.
[3] J.M. González Barcina, L. Peset González, F. Niño Tejedor, V.M. Jiménez Aguadero, Puente de Cádiz. Viaducto de Acceso lado Cádiz. V Congreso de ACHE, Barcelona (2011) 691–692.

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).

TARIFAS DE PUBLICIDAD 2016 (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 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):209–219

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Tramo desmontable del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Removable deck of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Antonio Martínez Cutillas [a,*], Fernando Espinosa de los Monteros Churruca [b] y Manuel Escamilla García-Galán [c]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Drace Infraestructuras, S.A., Madrid, España*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España*

Recibido el 2 de diciembre de 2015; aceptado el 22 de marzo de 2016
Disponible en Internet el 12 de mayo de 2016

Resumen

En el puente sobre la bahía de Cádiz, en la parte sobre el mar, se ha diseñado y construido un vano de tablero simplemente apoyado de 150 m de luz y cerca de 4.000 t de peso, que puede retirarse para permitir la navegación de grandes artefactos flotantes que superen el gálibo vertical de 69,00 m, que es el disponible en el canal principal de navegación bajo el centro del vano principal. En este artículo se describe este vano desmontable, así como las operaciones especiales realizadas para su instalación. Dentro de estas maniobras cabe destacar, por su complejidad, las correspondientes a la transferencia del tramo desde el muelle a la pontona flotante para su transporte marítimo, el posicionamiento del tramo entre las pilas del vano, y la operación de izado hasta su apoyo final sobre los cabeceros de las pilas.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Tablero ortótropo; Izado tablero; Ripado; Transferencia de carga; Puente desmontable; Izado de grandes pesos; Transporte marítimo

Abstract

A simply supported 150 m long deck was built on the Cadiz Bay Bridge on the part that runs over the sea. It weighs about 4,000 t, and has the possibility of being removed to make a way through the bridge, and allow the navigation of large floating structures that exceed the vertical clearance of 69.00 m, which is what is available in the main navigation channel in the centre of the main span. This article describes the removable span and the special operations carried out for its installation. Within the complexity of these manoeuvres, the following can be highlighted: the transfer of the bridge deck from the dock to the floating barge, the positioning of the deck between piers, and the lifting operation to their final supports on the piers head.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Orthotropic deck; Deck lifting; Rip; Load out; Removable span; Heavy lifting; Marine transport

1. Introducción

La presencia de este puente responde a una petición de los astilleros Navantia para permitir el paso de barcos de más de 69 m de altura, máximo posible a cruzar bajo el puente principal. Esta coyuntura será muy poco probable y, de realizarse, se hará muy pocas veces en la vida del puente.

La luz necesaria para el paso de los barcos de Navantia es de 140 m, lo que determinó que fuera necesario diseñar una viga que salvase como mínimo esta luz y evolucionase desde la sección tipo utilizada tanto en el viaducto de acceso lado Cádiz como

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: amartinez@cfcsl.com (A. Martínez Cutillas).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.03.007
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

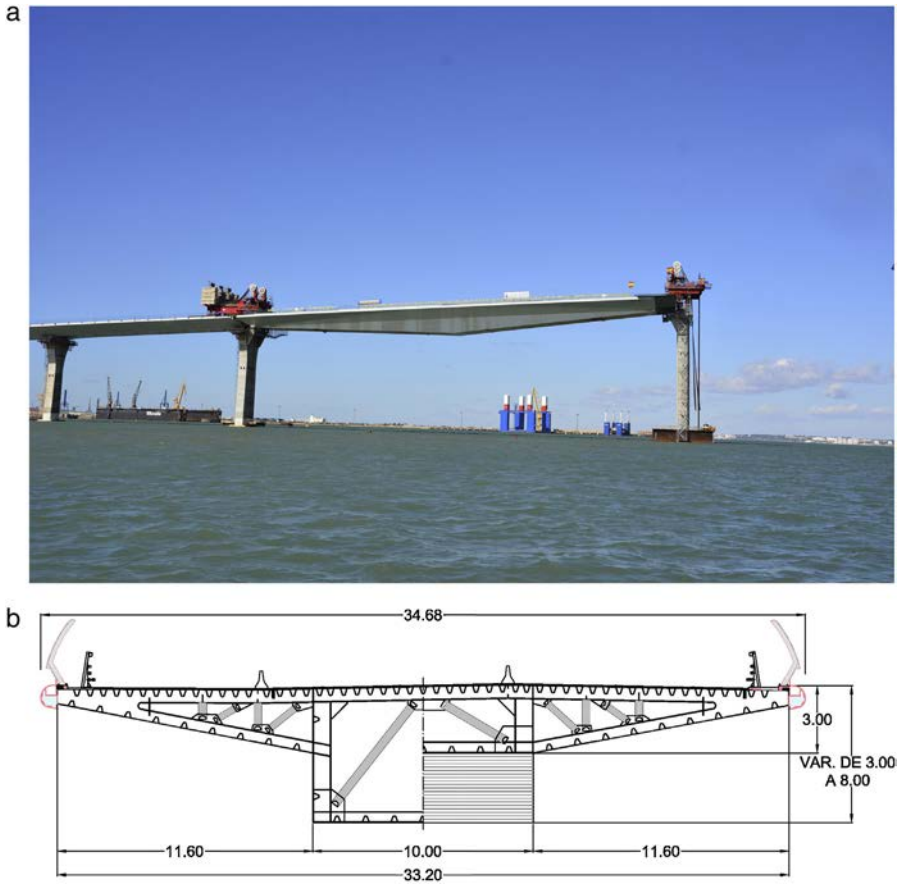


Figura 1. Alzado y sección transversal del puente desmontable.

en el tramo atirantado. Por esta razón, el tramo desmontable comienza con la sección de 3 m de canto de la sección tipo y la parte inferior se va bajando hasta que la viga alcanza los 8 m (fig. 1). Este tramo de 4.000 t se prefabricó y se llevó por flotación hasta la vertical de su posición definitiva, donde se izó hasta la cabeza de la pila [1–6].

2. Aspectos relevantes del proyecto

Tal y como se ha indicado, los condicionantes de proyecto exigían diseñar un puente con posibilidad de disponer un gálibo horizontal superior a 140 m y un gálibo vertical superior a 70 m. Inicialmente se planteó como solución un puente basculante con una luz entre rótulas de 185 m que permitía cumplir los requisitos exigidos en la situación de máxima apertura. En esta solución no se dispondría la maquinaria permanente de elevación debido a lo extraordinario de la maniobra, para la cual se utilizaría una específica para ese momento, eliminando parte de los gastos de mantenimiento.

Este planteamiento inicial fue modificado por el de un tablero desmontable entre dos pilas que permitiese cumplir los requisitos extraordinarios de gálibo marítimo, reduciendo al máximo los gastos de construcción y explotación al eliminar contrapesos, rótulas y sistemas de enclavamiento en clave. El puente desmontable obliga a una luz entre eje de pilas de 150 m y a una tipología de tablero simplemente apoyado. La concepción del procedimiento de construcción y montaje proporcionaba, por otro lado, una primera prueba del futuro montaje y desmontaje del mismo. El concepto de montaje se basó desde el inicio en la elevación del mismo desde las pilas por medio de cables y transporte del tablero desde una pontona flotante. Este sistema de elevación se realizaría anclando los cables en los bulones situados provisionalmente en unas ménsulas dispuestas en el tablero, que se denominaron enclavamientos, y apoyando definitivamente sobre los apoyos de neopreno dispuestos, a su vez, en unas ménsulas definitivas sobre las pilas. Para no interferir la maniobra de izado con la situación de los apoyos, esta maniobra consistiría en un izado inicial y un ripado transversal posterior, minimizando de esta forma tanto la longitud del tablero como las dimensiones de las pilas.

El tablero tiene una luz entre eje de apoyos de 144 m y un ancho total de 33,20 m. El canto varía linealmente entre 3,0 m en las secciones de apoyos y 8,0 m en la sección centro de vano. Esta variación se realiza a partir de la sección tipo aumentando exclusivamente la célula central del cajón. Se dispone de 41 marcos intermedios separados 3,75 m sobre los que se apoya la losa ortótropa formada por rigidizadores longitudinales en omega de 300 × 300 mm, con una separación entre ejes de 600 mm (fig. 2).

La chapa principal de la losa ortótropa está compuesta por chapas de diferentes espesores según las zonas:

- Zona de enclavamientos, núcleo central 60 mm, alas 30 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

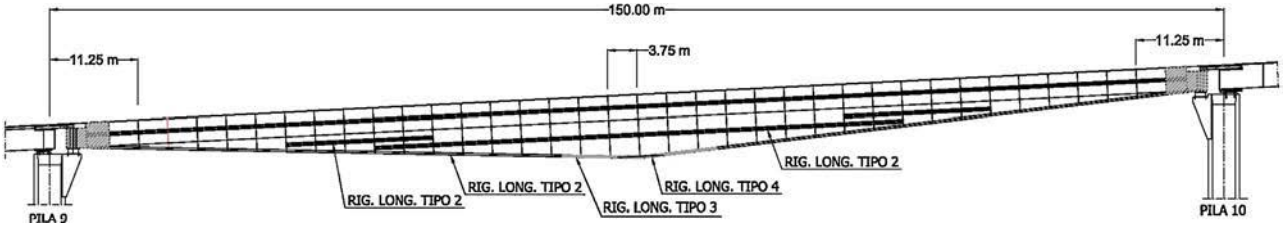


Figura 2. Sección longitudinal del tablero.

- Marcos del 3-5 y 37-39, espesor de 18 mm.
- Marcos del 5-9 y 33-37, espesor de 25 mm.
- Marcos del 9 al 33, alas de espesor 28 mm y núcleo central de 30 mm.

La chapa inferior de la célula central y las alas está rigidizadas con rigidizadores cerrados en omega de 300 × 250 mm, con un intereje de 1.300 mm.

Sobre los rigidizadores longitudinales dispuestos, los marcos disponen de un diafragma formado por perfiles en T, de alma de espesor 20 mm y alas de 20 o 25 mm, según sección.

Los marcos se apuntalan frente a flexiones locales y distorsiones globales mediante perfiles circulares huecos CHS de diferentes dimensiones, formando una celosía (Ø329,9 × 12,5 mm, Ø244,5 × 14,2 mm) y unidos, mediante cartelas de espesor 15 mm, al ala de los rigidizadores perimetrales de los marcos.

En la zona de enclavamientos los marcos están constituidos por diafragmas de espesores 40 mm, y de 60 mm en la zona de rótulas (fig. 3).

Con el fin de garantizar la transferencia de esfuerzos en esta zona se disponen rigidizadores formados por chapas verticales de 60 mm de espesor, además de los longitudinales, formados por los perfiles en omega descritos en el resto de la estructura.

Para el cálculo del tablero se emplearon 3 tipos de modelos complementarios:

- *Modelo general de barras*, que permitió obtener los esfuerzos globales en todas las secciones incluyendo los efectos de interacción con los apoyos, pilas y cimientos, así como con el resto de los tableros del viaducto de acceso a Cádiz, como el tramo atirantado. Con la ayuda de modelos transversales de barras este modelo permitió obtener las dimensiones de las chapas principales y rigidizadores.
- *Modelo general de láminas y barras*, que permitió confirmar el dimensionamiento de las chapas principales, combinando los efectos locales y globales así como el comportamiento de los marcos de rigidización frente a efectos locales. Este modelo permitió controlar los efectos de amplificación dinámica por el paso del tranvía por los vuelos, por acoplamiento de los fenómenos de torsión global y flexión local, determinando la necesidad de disponer un arriostramiento local más denso [2] (fig. 4).
- *Modelos locales de detalle*. Estos modelos permitieron realizar un control del comportamiento de los nudos de arriostramiento frente a fatiga (fig. 4), así como realizar el dimensionamiento de las chapas principales y diafragmas en la transmisión de tensiones desde los enclavamientos de apoyo hasta la anchura total de la sección tipo (fig. 5).

En el proceso de fabricación del tramo desmontable se tuvo en cuenta el valor de la contraflecha del peso propio y la carga permanente tanto en sentido longitudinal como transversal. En sentido transversal, para tener en cuenta el efecto de la carga muerta del posible tranvía se dispuso una contraflecha de 30 mm en el extremo del ala izquierda sentido PK+ y de 10 mm en el ala derecha.

El pavimento se ha limitado a un microaglomerado de 40 mm de espesor, con el propósito de introducir el mínimo peso por carga muerta permanente, compatible con un firme adecuado.

Las chapas y los perfiles estructurales son de calidad S-355-JO (f_{yk} = 355 MPa) según norma EN 10025

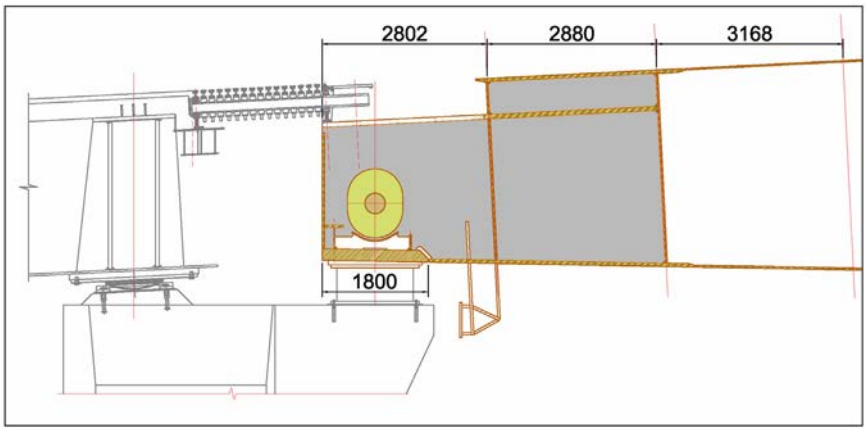


Figura 3. Detalle en zona de enclavamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

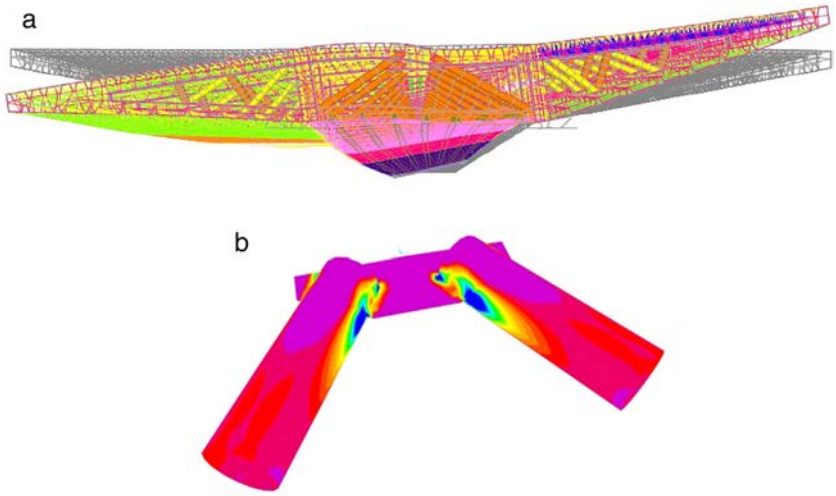


Figura 4. Modelo completo de cálculo y detalle de nudo.

El tratamiento de protección de pintura ha sido el siguiente:

- Superficies exteriores:
  - Granallado Sa 2½.
  - Imprimación de epoxi rica en zinc, 75 μm.
  - Capa intermedia de epoxi-hierro micáceo, 125 μm.
  - Acabado de polisiloxano, 125 μm.
- Superficies interiores:
  - Granallado Sa 2½.
  - Imprimación de epoxi fosfato de zinc, 50 μm.
  - Capa intermedia de epoxi aluminio laminar, 125 μm.
  - Acabado de epoxi aluminio laminar, 125 μm.

El tablero se apoya sobre 4 apoyos de neopreno zunchado de 1.300 × 1.300 × 568(414), dimensionados para hacer frente a las acciones verticales y deformaciones impuestas de temperatura así como las acciones sísmicas. Como elemento adicional de seguridad se han dispuesto unos topes mecánicos compatibles con los máximos movimientos esperables, tanto en situación de servicio como accidental, para impedir la caída del vano ante cualquier eventualidad no prevista.

Las pilas del tramo desmontable mantienen el criterio de diseño del resto, pero adaptadas al soporte de un vano de mayor luz y a la necesidad de desmontaje del mismo. La anchura en la base es de 9,16 m y el estrechamiento superior es de 7,63 m. Para la ubicación de los apoyos elastoméricos se disponen ménsulas de hormigón armado de 5,10 m de canto. Están cimentadas sobre 9 pilotes de 2,0 m de diámetro con un encepado paralelepipédico de 15,0 m de lado y 5,0 m de canto (fig. 6).

Se han dispuesto juntas modulares de gran movimiento, 1.298 mm en P-9 y 2.012 mm en P-10 para estado límite último, que tienen en cuenta tanto los movimientos acumulados del tramo desmontable como de los tableros adyacentes en cada pila. Dichos movimientos incluyen la situación de servicio con las deformaciones impuestas de origen térmico y reológico, así como los derivados de las situaciones correspondientes al sismo frecuente y sismo último.

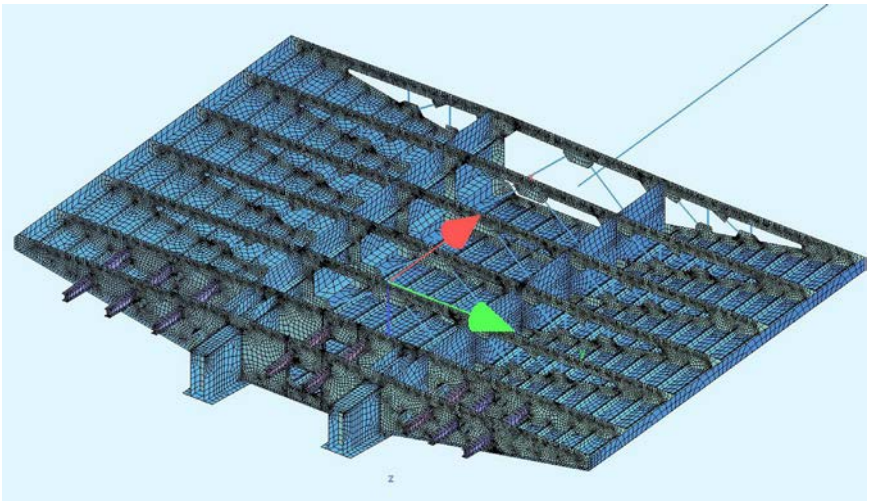


Figura 5. Modelo de cálculo de detalle en zona de enclavamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

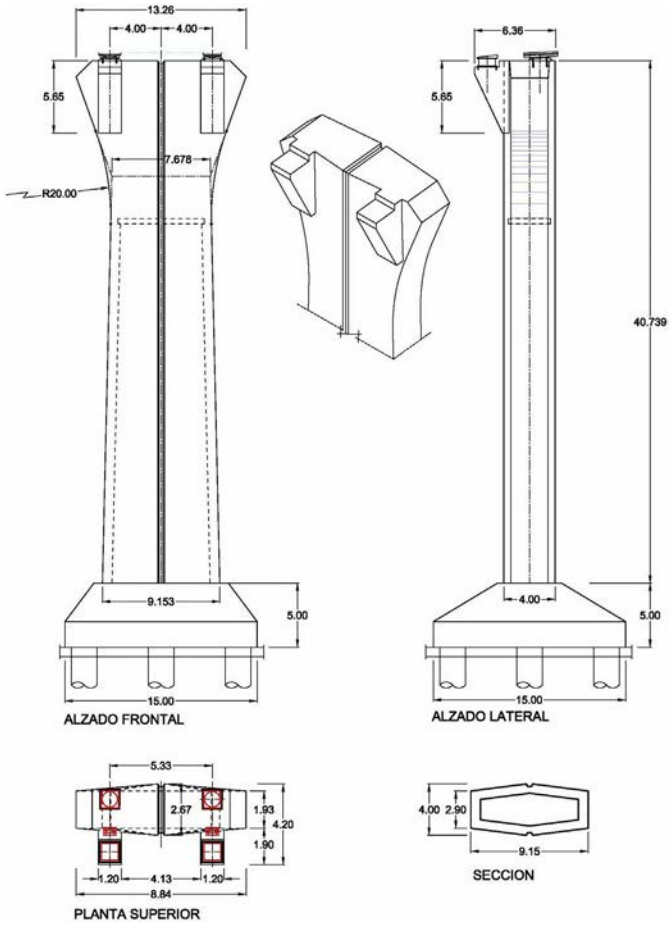


Figura 6. Geometría de las pilas.

3. Instalación del tramo desmontable

El tablero se fabricó en las instalaciones de Dragados Offshore contiguas a la traza del puente. La secuencia de operaciones realizadas hasta su instalación fueron: pesaje y cambio de apeos de la estructura, transporte terrestre hasta el muelle, embarque del vano sobre pontona, transporte marítimo y posicionamiento entre pilas, izado del vano y ripado hasta su apoyo final. El peso total del vano fue de 3.950 t (fig. 7).

3.1. Consideraciones previas al izado

Con anterioridad a la maniobra de montaje se realizaron un conjunto de estudios para establecer los límites de tolerancias de las magnitudes involucradas en el izado, así como los requisitos geométricos derivados de los movimientos de los tableros que se apoyan en las pilas P-9 y P-10.

Inicialmente se reconsideró el peso del tablero a partir de los planos de taller. A partir de los pesos nuevamente estimados se calcularon los desplazamientos esperables en los distintos puntos de apoyo sobre gatos hidráulicos en la situación de desapeo. Esta operación, que se describe posteriormente, permitiría confirmar el peso real de izado, así como la respuesta en términos de rigidez de los modelos de cálculo utilizados.

Se realizó una evaluación de la repercusión en términos tensionales de los efectos de un asiento diferencial de uno de los 4 apoyos con el fin de determinar las tolerancias de las fuerzas de izado así como de instalación sobre los apoyos definitivos. Se consideró admisible un asiento máximo de 10 mm.

Finalmente se realizó un estudio de los movimientos de los tableros adyacentes en términos tanto de valores máximos como de operación. Este estudio tuvo como finalidad determinar la ubicación de los pilares provisionales de las estructuras de izado entre dichos tableros y el tramo desmontable, tanto durante el izado de construcción como en la eventual situación de desmontaje y nuevo montaje, con los márgenes de seguridad adecuados.

3.2. Pesaje y cambio de apoyos

El vano desmontable se construyó en situación horizontal sobre apeos de montaje. Por ello, la primera operación necesaria consistió en desapear la estructura para apoyarla sobre nuevos

Figura 7. Tablero del vano desmontable sobre apeos de fabricación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 8. Apeos para pesaje del tramo desmontable.

apeos metálicos que permitieran la carga con el medio de transporte. Para esta operación se utilizaron 20 gatos hidráulicos de 300 t de capacidad y 150 mm de carrera que, además, sirvieron para conocer el peso real de la estructura y la posición de su centro de gravedad. Completada la maniobra, se retiraron los apeos de fabricación del tramo (fig. 8).

3.3. Transporte terrestre

Los nuevos apeos del vano aprovechaban las vigas de reparto a utilizar para el transporte terrestre que se llevó a cabo por medio de plataformas especiales (carros autopropulsados modulares SPMT) para transporte de grandes pesos. Estas plataformas estaban formadas por numerosos ejes hidráulicos de 4 ruedas que soportaban 32 t cada uno. En total se utilizaron 168 ejes dispuestos en 6 plataformas (fig. 9).

Las plataformas se situaron debajo del tramo en dirección longitudinal, ya que tanto las operaciones de transporte como las de embarque se realizaron en este sentido de la estructura.

Una vez situadas se procedió a elevarlas, produciendo con ello el desapeo definitivo del vano. La operación se realizó en fases discretas de toma de carga, para poder controlar la elevación de la estructura, las cargas en los apoyos de las plataformas de transporte y los sucesivos desapeos de los apoyos provisionales.

Una vez completado el desapeo del vano, se procedió al transporte del mismo al muelle apoyado en las plataformas motrices. Esta operación requirió un detallado estudio de su trazado, dado que el movimiento de los 168 ejes de forma simultánea para los giros y aproximaciones debía atravesar el *yard* de Dragados Offshore a escasos metros de las edificaciones existentes (fig. 10).

3.4. Embarque del vano sobre la pontona

En el muelle se realizó una de las operaciones más delicadas, que es el *load out* o transferencia de carga a la pontona, que tiene como función trasladar la pieza a su posición final para el izado. Este tipo de operación es compleja, pues la pontona, a medida que se carga, se hunde y gira y, además, el nivel del mar varía con la marea.

En esta operación los parámetros que deben ser controlados son:

- Carga sobre la pontona. Los ejes pasan sucesivamente de estar apoyados en el muelle, que está fijo, al borde de la pontona, que está acostada en el muelle y es flotante. Estas cargas excéntricas producen un hundimiento y un giro o escora de la pontona.
- El borde de la pontona debía permanecer, en toda la operación, al mismo nivel que el del muelle para permitir el paso de los ejes de la plataforma.
- El giro de la pontona estaba limitado por el giro que permitían los ejes de las plataformas. La plataforma debía tener todos sus ejes en un mismo plano, y el quiebro entre ejes de una misma plataforma estaba limitado a 1,50°.

Figura 9. Transporte terrestre del tramo desmontable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 10. Traslado del tramo desmontable a través del *yard* de Dragados Offshore.

- El nivel del mar varía con la marea, que en Cádiz es importante, del orden de 2,50 a 3,50 m. Estas variaciones del nivel del mar tienen como consecuencia que la pontona baja o sube en relación al muelle, y si se debe mantener el borde de la pontona al mismo nivel que el muelle, finalmente lo que se obtiene es un mayor giro entre el muelle y la pontona, y por tanto de los ejes de las plataformas en su paso de un elemento a otro.

La forma de controlar estos parámetros en la operación era proceder al lastrado o deslastrado de la pontona por medio de potentes bombas que llenan o vacían los distintos compartimentos de la misma. Para ello, se realizó un cálculo preciso de los distintos lastrados en cada una de las fases de entrada de un eje en la pontona para que se mantuviera la nivelación requerida de esta y en los diferentes supuestos de niveles de marea. De estos cálculos se desprendió el número y la capacidad de bombas de lastrado a utilizar que, para la operación del vano desmontable, fue de 18 bombas de 950 m^3/h. Este número de bombas se mayoró por un 20% para tener bombas de reserva en caso de averías.

Un riesgo importante era la avería de las plataformas u otros medios que intervinieran en la operación, pues si se paralizaba la operación y la variación del nivel del mar sobrepasa la estimada por los cálculos, se podían producir grandes daños en la pontona, en la plataforma y en el elemento que transporta. En nuestro caso se dispuso tanto de una pontona con el puntal suficiente, como de los medios de lastrado necesarios para realizar la operación en cualquier fase de la marea, de forma que en caso de averías se pudiera mantener la pontona a nivel del muelle durante todo el periodo de variación de la marea, asegurando que el vano desmontable no sufriese ningún daño, e independizando la operación de la marea correspondiente a la fecha de la operación. Así mismo, el puntal de 7,60 m de la pontona permitía realizar la operación con cualquier carrera de marea de las que puedan suceder en Cádiz, por lo que la fecha para realizar la maniobra no condicionaba la operación. Para salvar el espacio que queda entre borde de muelle y pontona se dispuso de una plataforma metálica apoyada en ambos elementos con capacidad de giro para poder absorber los movimientos de la pontona (fig. 11).

Figura 11. Embarque del tramo desmontable en la pontona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 12. Transporte por mar del tramo desmontable.

3.5. Transporte por mar y posicionamiento de la pontona entre pilas 9 y 10

La pontona de 100 m de eslora y 33 m de manga transportó el vano desmontable con ayuda de remolcadores desde el muelle donde se realizó la transferencia de carga hasta la ubicación definitiva del tramo de tablero. Las plataformas de transporte se embarcaron con el tablero, que volaba por encima de la pontona 25 m por popa y otro tanto por proa (fig. 12).

La siguiente operación fue situar el vano en planta entre las pilas 9 y 10 donde, como ya se ha indicado, las holguras fueron mínimas, de 20 cm entre cada extremo, para una longitud de tramo a instalar de 150 m. La operación consistió en fondear, en primer lugar, el vano en posición paralela al eje longitudinal del puente, pero retranqueado respecto a las pilas una distancia de 15 m. Posteriormente se avanzó el vano hasta hacer contacto con la pila 10. Una vez atracado contra esta pila, se giró respecto a esta misma pila, de forma que el otro extremo se situara en el eje longitudinal del tablero. En esta posición se hizo girar el vano nuevamente, esta vez haciendo contacto en la pila 9, de forma que el extremo de pila 10 quedase también en el eje del tablero. Ya en esta posición, se ajustó el vano entre ambas pilas, situándolo en su posición en planta definitiva de izado.

Toda esta maniobra se realizó con la pontona fondeada mediante cables y anclas y realizando los movimientos con cabrestantes situados en la cubierta de la pontona. Los extremos del vano se protegieron con defensas para su contacto con los fustes de las pilas. Estas defensas estaban situadas en la parte superior del tablero de forma que no redujeran la holgura disponible entre el tablero y los fustes de las pilas (fig. 13).

3.6. Izado del vano a su posición definitiva

El izado del vano se realizó mediante gatos de izado de grandes pesos. El peso del vano fue de 3.950 t. Adicionalmente se tuvieron en cuenta los siguientes factores:

Figura 13. Posicionamiento del tramo desmontable entre pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 14. Posición de izado del vano desmontable entre pilas.

- Para las tomas de carga en el agua se mayoraron las cargas por un coeficiente de 1,20 para tener en cuenta los posibles efectos dinámicos debidos a los movimientos de la pontona.
- El peso medido sobre plano se mayoró un 5% para tener en cuenta posibles desviaciones entre planos y realidad.
- Se consideró una posible descompensación de cargas entre cualquiera de los puntos de izado de hasta un 15%.

Atendiendo a estos condicionantes, el izado se realizó mediante ocho unidades de izado de 850 t, dos por cada punto de izado.

Las estructuras auxiliares para la ubicación de los gatos sobre las pilas debían cumplir los siguientes requisitos:

- Situarse en la zona libre entre tableros. Para ello se utilizó una gran viga transversal que, apoyándose en los voladizos de las pilas, tenía un canto mayor que el de los tableros adyacentes, sobresaliendo de ellos.
- Permitir el ripado transversal de 2,50 m del tablero para situarlo desde su posición de izado en su posición definitiva apoyado sobre las pilas.
- Las unidades debían tener la posibilidad de cierta regulación longitudinal para absorber el movimiento debido a las variaciones térmicas durante el proceso de la maniobra.

Otro elemento importante de las estructuras auxiliares era su anclaje a tracción para resistir el momento de vuelco originado por las cargas a izar. Cuando se izó el vano desmontable, el tablero del viaducto de acceso lado Cádiz estaba ya finalizado, y su extremo apoyado en la pila 9. El anclaje a tracción se realizó por tanto directamente sobre este tablero con la utilización de un contrapeso.

El tablero atirantado, sin embargo, no estaba finalizado, y por lo tanto no había llegado a apoyarse en la pila 10. En estas condiciones el anclaje a tracción se realizó directamente al encepado de la pila 10, por la parte posterior a la del izado del tablero, donde se instalaron durante su ejecución las piezas metálicas de anclaje necesarias. La tensión de este anclaje se reguló a medida que se tomó la carga para el izado en el lado contrario de la pila. Esta regulación se realizó mediante 2 gatos de 500 t situados en la cabeza de la pila 10, cada uno enfrentado a un punto de izado (fig. 14).

Una vez posicionada la pontona con el vano desmontable embarcado, se procedió a su izado. Para ello se conectaron las unidades de izado a los bulones dispuestos en los extremos del tablero. Se comenzó el izado, tomando de forma gradual la carga hasta el despegue total del tablero de la pontona. Esta operación se realizó con marea ascendente (fig. 15).

A continuación, se procedió al giro en el aire del tablero para dotarle de la inclinación del 5% que debía tener en su posición definitiva. Para ello, se continuó el izado con las unidades situadas en la pila 10, mientras que las de la pila 9 no progresaban en el izado (fig. 16).

Una vez completado el giro, se continuó el izado con las 8 unidades de forma acompasada hasta sobrepasar la altura de los voladizos de apoyo de las pilas. En estos voladizos se habían instalado y nivelado previamente los apoyos de neopreno correspondientes. Llegada a esta posición, se procedió al ripado transversal del tablero hasta situarlo en planta sobre los apoyos de las pilas. Descendiéndolo, se apoyaron sobre los apoyos de neopreno (fig. 17).

La instalación del tablero se finalizó con el montaje de los topes previstos para impedir movimientos en planta del tablero superiores a los esperables, y con la instalación de la junta de calzada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 15. Izado del vano desmontable.

Figura 16. Giro del 5% del vano desmontable.

Figura 17. Vano desmontable apoyado en posición definitiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Bibliografía

[1] Manterola J., Martín M., Martínez A., Navarro J.A., Fuente S. Puente sobre la Bahía de Cádiz. Congreso ACHE 2011, Barcelona, 2011.

[2] Manterola J., Escamilla M., Martín, M., Cayetano J., Martínez A., Sacaluga M. Diseño y Construcción del Tramo Desmontable del Nuevo Puente sobre la Bahía de Cádiz. Congreso ACHE 2011, Barcelona, 2011.

[3] Manterola J., Martínez A., Navarro J.A., Criado S., Fuente S., Osborne G., et al. Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos avanzados de su análisis. Congreso ACHE 2014, Madrid, 2014.

[4] Peset L., Espinosa de los Monteros F., de los Ríos J., Morejón J.M. Puente sobre la Bahía de Cádiz. Instalación del Tramo Desmontable. Congreso ACHE 2014, Madrid, 2014.

[5] Manterola J., Martínez A., Navarro J.A., Fuente S. Bridge over the Cádiz Bay, Spain. 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People, 2014; p. 532-533.

[6] J. Manterola Armisén, A. Martínez Cutillas, Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 1–19.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

BRISSA

Bridge Solutions and Structural Analysis S.L

Proyecto de construcción del tablero del viaducto de acceso desde Puerto Real al Puente sobre la Bahía de Cádiz y apoyo técnico a la empresa constructora durante la ejecución.

www.brissa.es C/Jorge Juan 78, 5ºD 28009 Madrid. Teléfono 917815592 Director: Javier Pascual Santos

Estudios previos. Proyectos. Supervisión y control. Asesoría técnica especializada.
Desarrollo de sistemas constructivos. Inspecciones. Informes técnicos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):221–234

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Construcción del viaducto de acceso desde Puerto Real del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Construction of the access viaduct from Puerto Real side to Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Javier Pascual Santos [a,*], Diego Pajuelo Gallardo [a], Antonio Carnerero Ruiz [b], Francisco de Borja Mendizábal del Arco [a] y Pablo Campos Acebo [a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, BRISSA, S. L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, UPM, Madrid, España*

Recibido el 7 de enero de 2016; aceptado el 1 de marzo de 2016
Disponible en Internet el 4 de mayo de 2016

Resumen

Se incluyen en el artículo aspectos singulares en el proyecto y ejecución del viaducto de acceso al Puente de la Constitución de 1812 por el lado Puerto Real. Se trata de una estructura continua de hormigón pretensado de 1.200,75 m de longitud que discurre desde el estribo 2 del puente hasta la conexión con el tramo atirantado central. La zona más próxima al estribo 2, con luz tipo de 40 m y sección transversal en losa aligerada de 2 m de canto y anchura máxima de 35,85 m, fue construida vano a vano a todo ancho con cimbra al suelo. La zona más próxima al tramo atirantado se proyectó en sección cajón tricelular de luz máxima 75 m, 33,20 m de ancho y 3 m de canto. El núcleo central de la sección se construyó vano a vano sobre cimbra al suelo y los voladizos se ejecutaron con carro.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Viaducto hormigón; Proceso constructivo; Pretensado

Abstract

Relevant features in the design and construction of the access viaduct from Puerto Real side to Constitución de 1812 Bridge are described in this paper. It is a continuous prestressed concrete structure with a total length of 1.200,75 m, which extends from the abutment 2 to the connection with the cable stayed spans. Closer area to abutment 2 is a voided slab with standard span of 40 m, cross section 2 m deep, and maximum width of 35,85 m. Span by span construction with falsework on the ground was developed for the total width of the deck. Closer area to cable stayed spans is a 3 m deep three-cell box cross section with span lengths up to 75 m. A span by span sequence with arcaded falsework was carried out for cross section's central cell, and cantilevers at both sides were then constructed with a form traveller system.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Concrete bridge; Sequential construction; Prestressing

1. Descripción general del viaducto

El viaducto de acceso al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz por el lado Puerto Real es una estructura continua de hormigón pretensado de 1.200,75 m de longitud que discurre desde el estribo 2 del puente hasta la conexión con el tramo atirantado central. Todo el tramo es continuo, sin juntas, y tampoco se dispone junta en la llegada al tramo atirantado, con el que existe completa continuidad tanto formal como estructural.

El proyecto de construcción del tablero en este tramo ha sido realizado por BRISSA, S. L. El proyecto respeta la concepción formal del proyecto original existente, si bien se desarrolla en

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: javier.pascual@brissa.es (J. Pascual Santos).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.03.001
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. Alzado general del puente.

su totalidad para dar respuesta a la mayor anchura de plataforma finalmente dispuesta y los nuevos condicionantes derivados del proceso constructivo previsto por la empresa constructora. BRISSA, S. L. ha realizado también durante la obra el apoyo técnico necesario a la empresa constructora para la ejecución del tablero, así como el diseño estructural y el dimensionamiento de la conexión definitiva entre el tramo de hormigón y el tramo atirantado. En la figura 1 se muestra la localización del viaducto de acceso por el lado Puerto Real dentro del alzado general del puente.

A lo largo de la longitud del viaducto cabe distinguir 2 zonas resueltas de modo diferente, al objeto de dar la mejor respuesta a los distintos condicionantes de cada una de ellas. La zona más próxima al estribo, situada entre el estribo 2 y la pila 25, discurre a una altura moderada del suelo y se materializa mediante una sucesión de 12 vanos de 40 m de longitud, con un vano extremo de 32 m junto al estribo. La anchura de la plataforma es variable entre 30,86 y 35,85 m en los 4 vanos más próximos al estribo para ubicar el flujo de carriles variable en las proximidades del estribo, y constante en el resto del tramo con un valor de 30,86 m. La sección transversal del tablero es una losa aligerada pretensada en hormigón HP45 de 2 m de canto máximo y sección trapecial, con 10 m de base constante en la fibra inferior y fuertes voladizos laterales de más de 10 m de longitud hasta el borde de la plataforma. El canto de la losa en el borde de los voladizos es de 66 cm. La figura 2 muestra una sección transversal tipo de este tramo en la zona de anchura constante. La zona de anchura variable se materializa de modo similar, aumentando aún más los voladizos laterales desde el núcleo inferior constante de 10 m. Una descripción más detallada puede encontrarse en [1].

Pasado el tramo anterior, la rasante se va elevando paulatinamente del suelo y el viaducto aumenta también de modo gradual la longitud de los vanos, con una sucesión de luces $54 + 4 \times 62 + 68 + 4 \times 75$ entre la pila 25 y la pila 15, en la que comienza el vano lateral del tramo atirantado. La sección de hormigón pretensado termina 18,75 m pasada la pila 15, donde se realiza la conexión a la sección mixta del tramo atirantado. El canto estructural necesario para dar respuesta a este rango de luces supera los 2 m indicados en la zona anterior. Por este motivo, todo el tramo constituido por los vanos de 62, 68 y 75 m de longitud se resuelve con 3 m de canto, mientras que el vano intermedio de 54 m de luz presenta un canto linealmente variable desde los 2 m existentes en la pila 25, en el lado próximo al estribo, hasta el canto de 3 m indicado para el resto del tramo, a partir de la pila 24. La anchura de la plataforma en este tramo es constante de 33,20 m en todo el tramo desde la pila 24 hasta el tramo atirantado, y ligeramente variable en el vano de 54 m situado entre las pilas 24 y 25 para proporcionar la transición de anchura existente entre los 2 tramos principales.

Una tipología en losa aligerada resultaría claramente inconveniente para el rango de luces descrito en este tramo. Por este motivo, la sección transversal en el mismo es un cajón tricelular cerrado de 3 m de canto y envolvente exterior trapecial, con una base inferior de 10 m de anchura en su fibra inferior y un espesor de 66 cm en los bordes de los voladizos. Estos 2 valores son los mismos que los que indicamos anteriormente en el tramo en losa aligerada. Así, aunque la sección transversal y respuesta estructural de ambos tramos es muy distinta, su configuración formal externa es idéntica, lo que colabora de modo muy singular a dotar de un carácter unitario a la totalidad del viaducto. El hormigón empleado en el tramo es HP60, necesario para hacer frente a las compresiones muy relevantes que solicitan el cajón. La figura 3 muestra una sección transversal tipo del cajón tricelular de 3 m de canto. También se resuelve con sección cajón tricelular similar el vano de transición de anchura y canto variables antes descrito. Puede consultarse la referencia [2] para ampliar la descripción de este tramo.

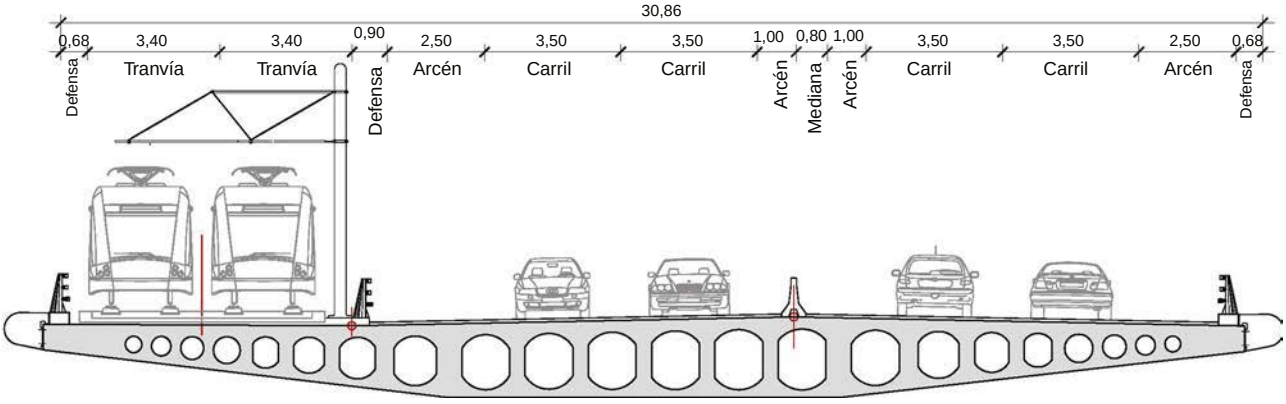


Figura 2. Sección transversal del tramo en losa aligerada de 2 m de canto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

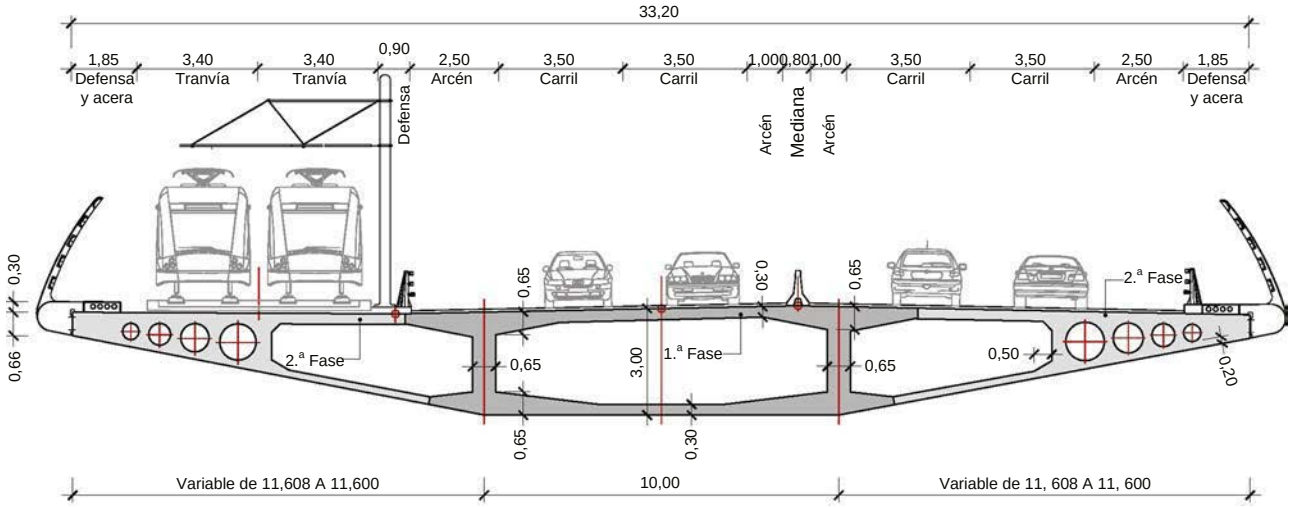


Figura 3. Sección transversal del tramo en cajón tricelular de 3 m de canto.

2. Proyecto y construcción del tramo en losa aligerada

Como se ha indicado anteriormente, el tramo en losa aligerada próximo al estribo 2 discurre a una altura muy moderada respecto al suelo, con un máximo hasta la cara inferior del tablero de unos 11 m en la zona próxima a la pila 25. Por este motivo, una construcción vano a vano con cimbra al suelo resuelve de modo muy satisfactorio la construcción de este tramo. Asimismo, y aunque la anchura de la plataforma es relevante, no hay problema en plantear en cada fase el cimbrado a toda la anchura de plataforma. Por ello, la construcción completa de cada vano se ha realizado en una única fase. El avance de cimbra se ha realizado desde el estribo 2, con las juntas entre fase y fase situadas 10 m más allá de la pila frontal de avance. De este modo, en la primera fase se hormigona el vano lateral de 32 m más un voladizo de 10 m en el vano siguiente, y en las sucesivas fases posteriores se hormigonan ya 40 m en cada fase: 30 m correspondientes al resto del vano en ejecución y 10 m adicionales en el vano siguiente.

Todo el pretensado de cada vano se introduce durante la construcción en la fase correspondiente, de modo que cada vano queda completamente terminado al avanzar la cimbra. El pretensado tipo de cada vano se constituye por 22 unidades de 37 mmΦ 0,6”, que discurren con trazado parabólico por las 9 almas centrales de la losa. En las 4 fases más próximas al estribo 2 se disponen adicionalmente 4 o 6 cables adicionales cortos en las zonas de pila para dar respuesta al crecimiento en la anchura de la plataforma y su incidencia en las flexiones negativas en pilas, que resultan condicionantes del pretensado. Asimismo, en la última fase tipo, sobre la pila 26 se disponen también 2 cables adicionales cortos, derivados de la proximidad del tramo adyacente con mayores luces. Todo el pretensado se pone en carga desde el frente de la fase correspondiente, y la conexión de los cables de pretensado entre fases se realiza mediante acopladores. La fuerza de tesado establecida para cada fase es del 76,7% de la carga última de los cables, equivalente a 7.917 kN por cada unidad de 37 mm Φ 0,6”. Se emplearon cordones con 1,5 cm^2 de área nominal. En las figuras 4 y 5 se muestran sendas fotografías del tablero durante la ejecución.

Dada la longitud del viaducto, y al objeto de disminuir los plazos de la ejecución, la construcción del viaducto se ha realizado con 2 frentes de avance simultáneos. Por un lado, el tramo en losa aligerada desde el estribo 2 hasta alcanzar al tramo en sección cajón que se describe más adelante, y por otra parte, el tramo en sección cajón hasta su conexión al tramo atirantado. Por este motivo, la ejecución de la última fase del tramo en losa aligerada que materializa la vinculación con el tramo en cajón es singular. Su longitud es de 20 m, ya que corresponde a la longitud de 40 m del vano menos un cuarto de ella por cada lado, correspondientes al voladizo de la fase precedente de losa y al voladizo trasero del primer vano correspondiente al tramo en cajón. El frente habitual de tesado en esta fase no resulta accesible, y por ello el tesado de esta fase se materializa desde ventanas provisionales provistas en la tabla superior de la losa, coincidentes con los aligeramientos centrales de la losa. La continuidad del pretensado en el frente de tesado se realiza en este caso mediante el cruce de los cables, en lugar de emplear acopladores.

En lo que respecta a la construcción del tramo en losa aligerada, cabe señalar la incidencia que en el diseño de la cimbra

Figura 4. Descimbrando en fase de ejecución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 5. Frente de anclajes en cambio de fase.

empleada en la construcción presentan las deformaciones térmicas en el tablero. Dada la longitud del viaducto, y el hecho de que todos los apoyos definitivos del mismo sean apoyos deslizantes, es necesario materializar durante la ejecución vinculaciones efectivas entre el tablero y la subestructura con un doble objetivo. Por un lado, mantener controlado conforme a las previsiones del proyecto el régimen de movimientos longitudinales que debe absorber cada apoyo. Por otra parte, evitar la posible reptación del tablero durante la construcción. El resultado es que la presencia de estas vinculaciones provisionales entre tablero y subestructura determina el desplazamiento de origen térmico que experimenta el extremo ya ejecutado del tablero, y que es susceptible de transmitirse a la cimbra empleada para el vano siguiente. En nuestro caso, los requisitos resistentes de la cimbra frente a movimientos longitudinales impuestos condujeron a adoptar una longitud dilatable máxima de 130 m, ya que de superarse esta los esfuerzos en las torres de cimbra derivados del movimiento impuesto resultaban excesivos. En función de esta longitud máxima se estableció la secuencia de disposición de las vinculaciones tablero-subestructura durante la ejecución. Tras ejecutar la primera fase se dispuso la vinculación del tablero a la pila 37, la más próxima al estribo 2, y una vez que la ejecución de fases posteriores aumentaba la longitud dilatable del tablero, esta vinculación se iba desplazando a pilas más avanzadas, de modo que se respetara siempre el límite máximo de longitud dilatable antes indicado.

El diseño del sistema de bloqueo entre el tablero y la subestructura viene condicionado por las fuerzas de rozamiento desarrolladas en los teflones. El peso de la sección tipo del tablero en este tramo es de unos 725 kN/m, y la longitud total del tramo hasta la vinculación con el tramo en sección cajón es de 512 m. Dado que, como se ha indicado, la distancia entre el punto fijo del tablero al frente de cimbra durante la construcción está acotada a 130 m, es claro que existen muchas fases de ejecución en las que las longitudes de tablero a un lado y otro del punto fijo son muy diferentes. Y aun en fases geométricamente más equilibradas deben considerarse fuerzas de rozamiento distintas a un lado y otro del punto fijo, de modo acorde a los criterios que establece EN 1337-1. La consecuencia

Figura 6. Detalle del tope longitudinal pila-tablero dispuesto.

es que la fuerza desequilibrada debida al rozamiento de teflones que deben soportar los bloqueos provisionales y transmitirse a la subestructura es muy importante. La fuerza máxima sobre los topes se produce en las últimas fases, y es de 5.000 kN. Esta fuerza es excesiva para ser soportada por una única pila, por lo que en las fases condicionantes se dispusieron bloqueos en 2 pilas consecutivas, previo control de la incidencia que sobre el tablero y la propia subestructura podría introducir esta disposición.

La transmisión de la fuerza de bloqueo entre el tablero y la pila se realiza mediante el rozamiento desarrollado en el fondo del tablero contra el tetón metálico que, por medio de apoyos de neopreno, transmite finalmente la fuerza a la cabeza de pila. El rozamiento necesario lo proporciona la fuerza de pretensado en las barras verticales dispuestas al efecto, que comprimen el tope metálico contra el fondo del tablero. El número y el diámetro de las barras necesarias son lógicamente variables en función de la fase que corresponda. En las fases condicionantes las 2 pilas en las que se repartía la fuerza longitudinal requerida se pretensaron con 8 barras de 50 mm de diámetro y 835 MPa de límite elástico, tesadas al 70% de su carga de rotura. La figura 6 muestra un detalle con el esquema general del tope dispuesto.

Finalmente, otros aspectos de interés en el diseño y la construcción de este tramo son las disposiciones necesarias derivadas del trabajo bidimensional del tablero y la flexión transversal del mismo. La geometría de la sección que se observa en la figura 2 tiende a concentrar el trabajo de flexión longitudinal en las zonas centrales de la sección, generando una flexión transversal importante desde los voladizos hacia el interior. Pero al llegar a las zonas de pila el sentido de esta flexión transversal en la zona interior tiende a invertirse, al objeto de canalizar la reacción hacia los apoyos. En cada pila se disponen únicamente 2 apoyos, simétricamente dispuestos respecto al eje del tablero cuando la sección es simétrica, y con una distancia entre ellos de 10 m, de modo que la reacción tiende a concentrarse en las almas más próximas a los apoyos, básicamente en el alma situada a 5 m a cada lado del eje y las almas adyacentes a ella a derecha e izquierda.

La magnitud de los voladizos y la presencia de los aligeramientos de grandes dimensiones exigen controlar la flexión transversal muy significativa que de todo ello se deriva considerando la deformabilidad tipo Vierendeel del sistema, lo que

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

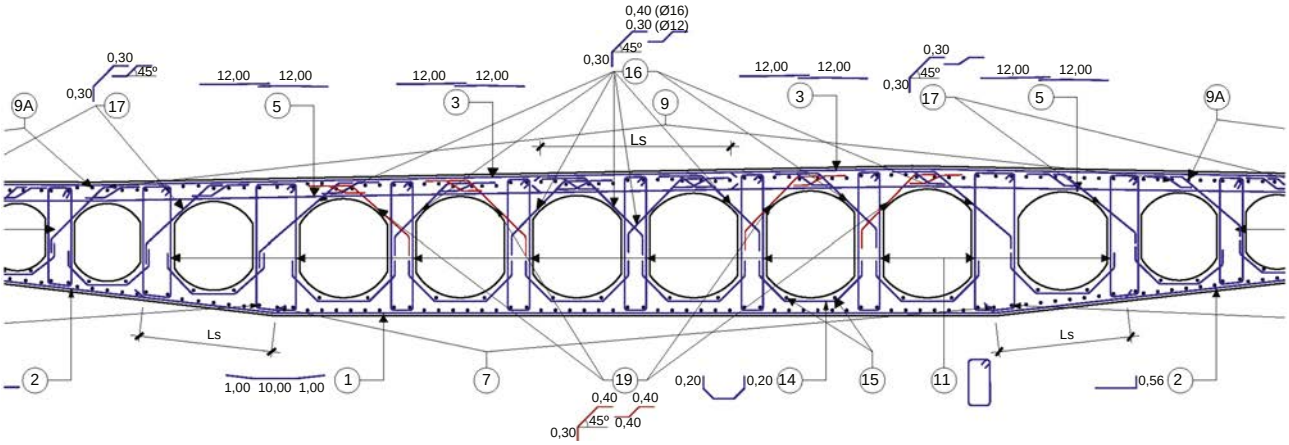


Figura 7. Detalle de la armadura pasiva en la losa aligerada.

tiene su reflejo en el despiece del armado transversal existente. Tal y como se observa en la figura 7, la tabla superior de la losa por encima de los aligeramientos requiere armadura en doble capa para admitir las flexiones derivadas del trabajo Vierendeel, y se disponen también junto a los aligeramientos armaduras en diagonal y zetas de cortante localizadas (familias 16, 17 y 19 en la fig. 7) dirigidas siempre según el flujo de cortante necesario. Así, las armaduras 19 indicadas en la figura únicamente se disponen en las zonas próximas a las pilas, en las que el cortante transversal tiende a descargar desde el centro hacia las almas más próximas a los apoyos.

Este trabajo transversal de la losa tiene trascendencia en el diseño de las riostras de apoyos, ya que es necesario considerar en su dimensionamiento la distribución transversal en la sección del esfuerzo cortante longitudinal a su llegada a la riostra. Precisamente el trabajo Vierendeel descrito anteriormente tiende a localizar de modo significativo el esfuerzo cortante longitudinal en las almas más próximas a los apoyos y descargar a las más alejadas, reduciendo así el propio trabajo transversal del macizado dispuesto sobre los apoyos a valores cubiertos por una cuantía de armadura pasiva fuerte, pero asumible tanto desde el punto de vista estructural como desde el constructivo. A modo de ejemplo, la armadura transversal superior dispuesta en los macizados transversales por apoyos es de 4 capas de redondos Φ 32 mm a 0,125 m de separación. Estas armaduras son muy inferiores a las que resultarían de no considerar la distribución transversal del cortante que tiene lugar a lo largo de todo el tablero, pero en particular en las zonas próximas a los apoyos. Por su parte, la armadura transversal inferior, por el contrario, es mucho menor, con una única capa de redondos Φ 32 mm y Φ 25 mm dispuestos alternativamente a 0,125 m de separación.

En caso de no haber podido resolver en hormigón armado el dimensionamiento general de estas riostras, el recurso al hormigón pretensado de las riostras resultaba muy desfavorable. Los análisis realizados con esta disposición mostraban una difusión muy importante del pretensado transversal de la riostra hacia las zonas de losa adyacentes, penalizando muy significativamente los criterios de control del pretensado en servicio en la zona de la riostra, que son muy estrictos atendiendo al tipo de ambiente IIIa en el que se desarrolla el proyecto. Por otro lado, nos encontramos con un tablero en el que la carga permanente es proporcionalmente muy significativa, lo que incide también de modo muy desfavorable en los controles relativos al pretensado en servicio. Pensamos que esta conclusión relativa al diseño de riostras de apoyo es básicamente general, de modo que en losas transversalmente armadas el recurso al pretensado para el diseño de las riostras es de difícil aplicación, y en caso de hacerse conduce necesariamente a cuantías de pretensado en la riostra muy importantes para compensar la pérdida de eficacia del pretensado por difusión a las zonas de losa adyacentes.

Como se indicó en la descripción general del tablero incluida en el apartado anterior, la anchura de la losa aumenta significativamente en los 4 vanos más próximos al estribo 2, hasta un máximo de 35,85 m. Además, lo hace de modo básicamente asimétrico, y uno de los 2 voladizos llega a los 14 m de longitud. Por este motivo, en las 2 fases más próximas al estribo 2 en las que los voladizos alcanzan valores mayores el diseño transversal en hormigón armado resulta ya muy forzado, y por ello se dispone pretensado transversal superior a lo largo de toda su longitud. Este pretensado se materializa con unidades de 19 mm Φ 0,6” a separaciones entre cables variables entre 0,50 y 1,50 m, según el caso. Este pretensado transversal general en estos vanos se acompaña también de pretensado transversal localizado en las riostras de apoyo correspondientes a estas fases, sobre las pilas 36 y 37, las 2 últimas más próximas al estribo. El pretensado de las riostras en estas pilas se materializa con 13 unidades de 24 mm Φ 0,6” cada una. En estas 2 pilas, la presencia de pretensado transversal general en el tablero permite el recurso a una solución pretensada en las riostras, ya que la relación entre los 2 pretensados, general y local en la riostra, reduce la incidencia de la pérdida de eficacia por difusión transversal del pretensado de la riostra. La figura 8 muestra la disposición del pretensado transversal general en el vano lateral junto al estribo, y el alzado general del pretensado de la riostra. Se observa el trazado necesario en este pretensado para permitir el paso del pretensado longitudinal general en la zona de pilas. Asimismo, se observa también la ausencia de pretensado transversal general en la zona próxima a la pila, ya que la propia difusión del pretensado de la riostra proporciona la compresión necesaria. Tampoco se dispone pretensado transversal general en la zona

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

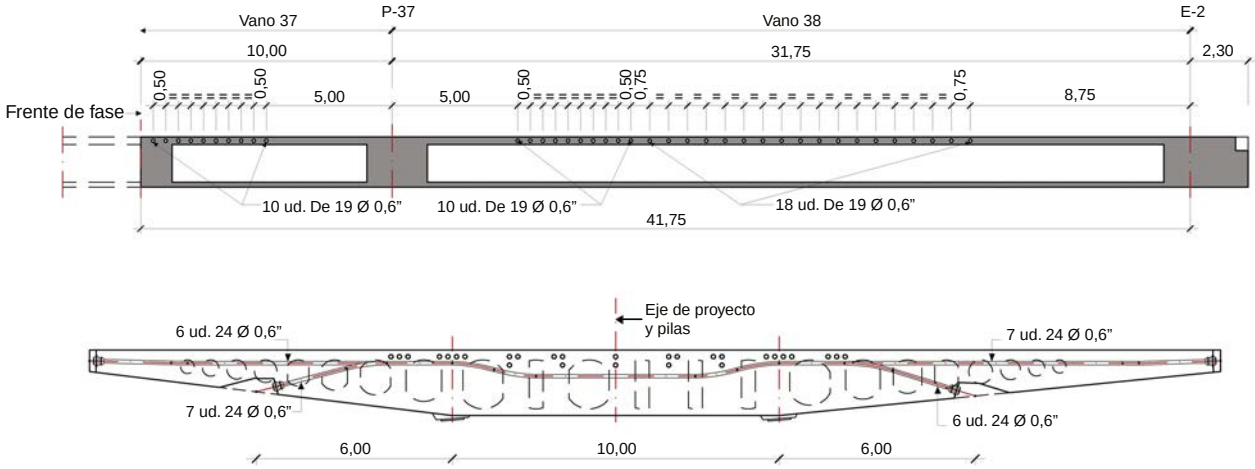


Figura 8. Disposición del pretensado transversal en vano lateral (sup) y pretensado en riostra de pilas 36 y 37 (inf).

próxima a los estribos. Esto es debido a que en la riostra de estribos es posible disponer apoyos a lo largo de toda la longitud del frente de estribo, y por ello se disponen 4 apoyos, de modo que apenas hay trabajo en voladizo de esta riostra, y además se reducen sensiblemente las flexiones propias del voladizo transversal del tablero en una amplia zona de influencia del apoyo en la riostra. Esta riostra de estribo se resuelve en hormigón armado.

3. Proyecto y construcción del tramo en sección cajón

La construcción del tramo en sección cajón comienza con la construcción del vano de 54 m situado entre las pilas 24 y 25, con canto y anchura variables. La configuración geométrica de este vano aconseja plantear su construcción de modo singular. Dado que además el vano se sitúa a poca altura, su construcción se realiza con cimbra al suelo en una única fase longitudinal y transversal, en la que además del propio vano se ejecutan a la vez sendos voladizos a cada lado en los vanos adyacentes, de longitud igual a un cuarto de los mismos, según se indicó anteriormente.

En todo caso, y si bien como se ha indicado la ejecución de este vano se realiza en una única fase, básicamente esto quiere decir que no se realiza el descimbrado del vano hasta haberlo ejecutado en su totalidad, pero las dimensiones del vano y la configuración de la sección transversal exigen necesariamente estudiar la secuencia de hormigonado de la sección transversal del tablero. Este hormigonado se realizó en 3 fases:

- Hormigonado del núcleo central de la sección constituido por las almas y tablas centrales, junto con el arranque de los voladizos a cada lado.
- Hormigonado del área maciza exterior y tabla inferior del voladizo. Este hormigonado se realizó por este orden al objeto de evitar que la potencia del área maciza exterior pudiera introducir movimientos que pudieran afectar la tabla del voladizo de 20 cm de espesor en el caso de hormigonarse en orden contrario.
- Cierre del voladizo superior mediante encofrado apoyado en la tabla inferior.

Se establecieron prescripciones rigurosas mediante el empleo de nervometal o disposiciones similares para el tratamiento de todas las juntas de hormigonado durante la construcción.

El pretensado de este vano consta de 24 unidades de 37 mmΦ 0,6” con trazado parabólico que discurren por las almas de la sección cajón, y sendos refuerzos de pretensado superior en las zonas de pila constituidos por 8 unidades de 37 mmΦ 0,6” sobre las pilas 24 y 25. Tanto el pretensado de almas como el pretensado sombrero sobre la pila 25 se tesan previamente al descimbrado del vano, mientras que el pretensado sombrero en la pila 24 se tesa junto al resto de pretensado de servicio del tramo en cajón que se describe más adelante. El pretensado de almas presenta a su vez trazado en planta en las zonas de positivos y negativos para alcanzar la excentricidad global necesaria en estas zonas. Los 24 cables de alma se disponen a máxima excentricidad en tablas superior e inferior en las secciones sobre la pila 24 y en la zona central del vano, respectivamente. Sin embargo, sobre la pila 25 el pretensado de alma se dispone básicamente distribuido en el plano del alma sin forzar su excentricidad superior, al objeto de dar respuesta también a los requisitos de pretensado en la fibra inferior de las secciones próximas a esta pila, que resultan condicionantes debido a la distribución de luces del tablero y la pérdida de canto en la zona próxima a la pila 25. El pretensado en este vano viene muy condicionado por la oscilación de esfuerzos en el mismo derivada del proceso constructivo, al introducirse el peso propio y pretensado en situación de viga biapoyada, con muy poca flexión negativa en apoyos procedente de los voladizos.

Una vez ejecutado el vano indicado, comienza la ejecución por fases de la estructura hacia el tramo atirantado. A lo largo de este tramo la rasante llega a elevarse de modo significativo, hasta un valor próximo a los 50 m en los últimos vanos. Por otro lado, la configuración de la sección transversal a modo de cajón cerrado tricelular aconseja plantear una secuencia de ejecución por fases de la sección transversal que permita una mayor optimización de los rendimientos. Por estos motivos, la ejecución de este tramo se ha planteado también vano a vano por fases longitudinales con cimbra al suelo, pero a diferencia del tramo anterior, la cimbra se ha planteado únicamente para una subsección central de 14 m

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 9. Núcleo cimbrado de la sección en ejecución.

de anchura. El resto de la sección transversal situado a ambos lados se ha ejecutado con carro de avance sobre el núcleo de la sección ejecutado con anterioridad. En las figuras 9 y 10 se observa el núcleo central en ejecución y el carro empleado para la construcción de los voladizos.

Cada fase de ejecución del núcleo de la sección incorpora un voladizo igual a un cuarto de la longitud del vano siguiente. En cada fase se dispone un pretensado longitudinal constituido por 24 unidades de 37 mmΦ 0,6” que discurren con trazado parabólico por las almas centrales del cajón. No obstante, dado el número de cables existente (12 por alma), el espacio reducido para ubicar un mayor número de cables y las necesidades resistentes en las secciones de pila y centros de vano, estos cables han de disponerse básicamente en situación de máxima excentricidad en las secciones críticas, por lo que el trazado longitudinal de los cables se acompaña también de un trazado en planta significativo que permita la transición geométrica de los cables desde las almas a las tablas del cajón. Al objeto de limitar la incidencia de estos trazados tanto en las pérdidas de pretensado por

Figura 10. Voladizos exteriores ejecutados con carro.

rozamiento como, sobre todo, en el riesgo de posibles roturas de cables durante la ejecución, el pretensado se materializó con cables lubricados en obra con aceite soluble tesados al 78,5% de la carga última de los cables. Es preciso señalar aquí la incidencia que la curvatura de los trazados de pretensado en planta y alzado presenta en la respuesta durante el tesado de las unidades de 37 torones, más sensibles lógicamente a eventuales pinzamientos que unidades de menor entidad o con trazados sensiblemente rectos. El empleo de cables lubricados en obra se mostró como una opción muy favorable en estas situaciones. De modo similar al tramo en losa aligerada anteriormente descrito, la conexión de los cables entre fases se realizó mediante acopladores.

Una vez ejecutado el núcleo de la sección transversal, y con un desfase longitudinal no inferior a 2 fases completas de núcleo, se ejecutaron los voladizos del tablero con el carro de avance. El peso total del carro empleado es de 3.300 kN, y la longitud de las fases de ejecución tipo de los voladizos es de 15,50 m. El ritmo de ejecución exigido en los voladizos al objeto de dar respuesta a las necesidades generales de la obra ha sido de una puesta cada 4 días, lo que conduce necesariamente a una entrada en carga a edades muy tempranas del hormigón de los voladizos. Dado que es precisamente su peso propio la carga preponderante que solicita los voladizos, unos 350 kN por metro lineal entre los 2 voladizos, hubo de implementarse en obra un protocolo exigente de control del hormigón previo al descimbrado de cada fase para el avance del carro. Este control incluyó tanto la resistencia a compresión del hormigón como su resistencia a tracción, ensayadas ambas previamente al descimbrado de cada fase. El control de la resistencia a tracción se consideró muy necesario para mantener tanto el control de flechas de los voladizos como el control de fisuración dentro de los límites admisibles y las hipótesis del proyecto. En particular la respuesta de la losa superior de los voladizos, sometida a una flexotracción significativa, podía resultar sensiblemente influenciada por una fisuración prematura originada por una carga importante a muy tempranas edades Se exigieron en obra unas resistencias mínimas a compresión y tracción de 40 y 3,8 MPa, respectivamente, para proceder al desencofrado y avance del carro.

El pretensado descrito durante la construcción por fases del tablero no es suficiente para dar respuesta a las necesidades resistentes del mismo. Por ello, con posterioridad a la ejecución de los voladizos se introduce un nuevo pretensado. Dado que no existe espacio en las almas del cajón, este pretensado se materializa mediante cables rectos situados en la losa superior en las zonas próximas a pila, y en la losa inferior en las zonas de centro de vano, anclados en ambos casos en recrecidos a modo de cuña salientes de las tablas de la sección. La cuantía de este pretensado es variable según la luz del vano. Así, el pretensado sombrero sobre pilas varía entre 6 y 14 unidades de 37 mmΦ 0,6” según los vanos, salvo la singularidad que supone la pila 15, frontera entre el vano lateral de 120 m de luz en el tramo atirantado y el vano extremo de 75 m en el tramo de hormigón, sobre la que el refuerzo de pretensado en la losa superior es 30 unidades de 37 mm 0,6”, condicionadas por los esfuerzos procedentes del tramo atirantado. Por su parte, los refuerzos rectos a flexión positiva son variables entre 10 y 14 unidades en función de los esfuerzos en cada vano de 68 y 75 m, siempre de

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 11. Anclajes en alma del pretensado de construcción y acopladores.

37 mmΦ 0,6”. En los vanos de 62 m de luz no es necesario este pretensado de refuerzo inferior. Las figuras 11 y 12 muestran, respectivamente, el frente de anclajes del pretensado de construcción (12 Ud 37 mmΦ 0,6” por alma), con sus acopladores, y una cuña tipo para el anclaje de los cables rectos del pretensado en segunda fase sobre la sección completa.

Esta disposición del pretensado con un carácter marcadamente evolutivo, unido a la ejecución también evolutiva tanto de la sección transversal del tablero como de su estructura longitudinal, exigió una consideración singular de los fenómenos redistributivos al objeto de controlar efectivamente los niveles tensionales en el tablero, tanto a tiempo cero como a tiempo infinito. El dimensionamiento del pretensado del tramo viene condicionado por las exigencias de control tensional en servicio para el ambiente IIIa, que exige verificar el estado de descompresión bajo la combinación frecuente de acciones. Resulta condicionante el control a tiempo infinito, una vez desarrolladas tanto las pérdidas diferidas de pretensado como las redistribuciones de tensiones y esfuerzos debidas a la fluencia del hormigón. En el análisis se consideraron tanto las redistribuciones de esfuerzos de peso propio y pretensado a nivel de estructura debidas a los cambios de directriz y esquema estático a lo largo de la construcción respecto a la situación final, como las redistribuciones tensionales a nivel de sección para todas las cargas que se introducen en la sección del núcleo. Para el análisis de los vanos próximos al tramo atirantado se consideraron también las redistribuciones entre el tramo de hormigón y el tablero mixto atirantado adyacente, debidas a la fluencia del tramo de hormigón. En este caso no solo se consideraron las acciones de peso propio y de pretensado para la evaluación de las redistribuciones, sino también la carga muerta y la incidencia de la retracción del hormigón en el tramo atirantado. En general, se aplicaron en todos los casos métodos de análisis basados en el bloqueo y en la compatibilidad diferida de deformaciones de las distintas subsecciones o, en su caso, tramos de la estructura implicados en el análisis, haciendo uso del coeficiente de envejecimiento e hipótesis medias pero realistas relativas a la edad de puesta en carga de los distintos hormigones y cambios en el esquema estático durante la construcción. El resultado es que la combinación de los pretensados de construcción y servicio dispuestos permite satisfacer el estado límite de descompresión a lo largo de todo el tablero. La capacidad de ajuste que proporciona el pretensado de servicio permite además hacerlo de modo bastante ajustado en todas las áreas críticas del tablero. La figura 13 muestra el estado tensional a tiempo infinito en las fibras superior (flexión negativa) e inferior (flexión positiva) del núcleo de la sección bajo la combinación frecuente de acciones, en los 2 vanos más próximos al tramo atirantado. Se observa un ajuste importante del estado de descompresión en todas las zonas críticas del tablero, que puede generalizarse al resto del puente. No obstante, existe una cierta reserva de compresión en las secciones críticas del tablero. Esta reserva es necesaria para proporcionar sin pérdida de rigidez del núcleo de la sección la retención necesaria a la apertura de fisuras en los voladizos, cuyo dimensionamiento se realiza básicamente en condiciones de hormigón armado. Más adelante se comenta con mayor detalle el dimensionamiento longitudinal de los voladizos armados.

Figura 12. Anclajes pretensado en segunda fase.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

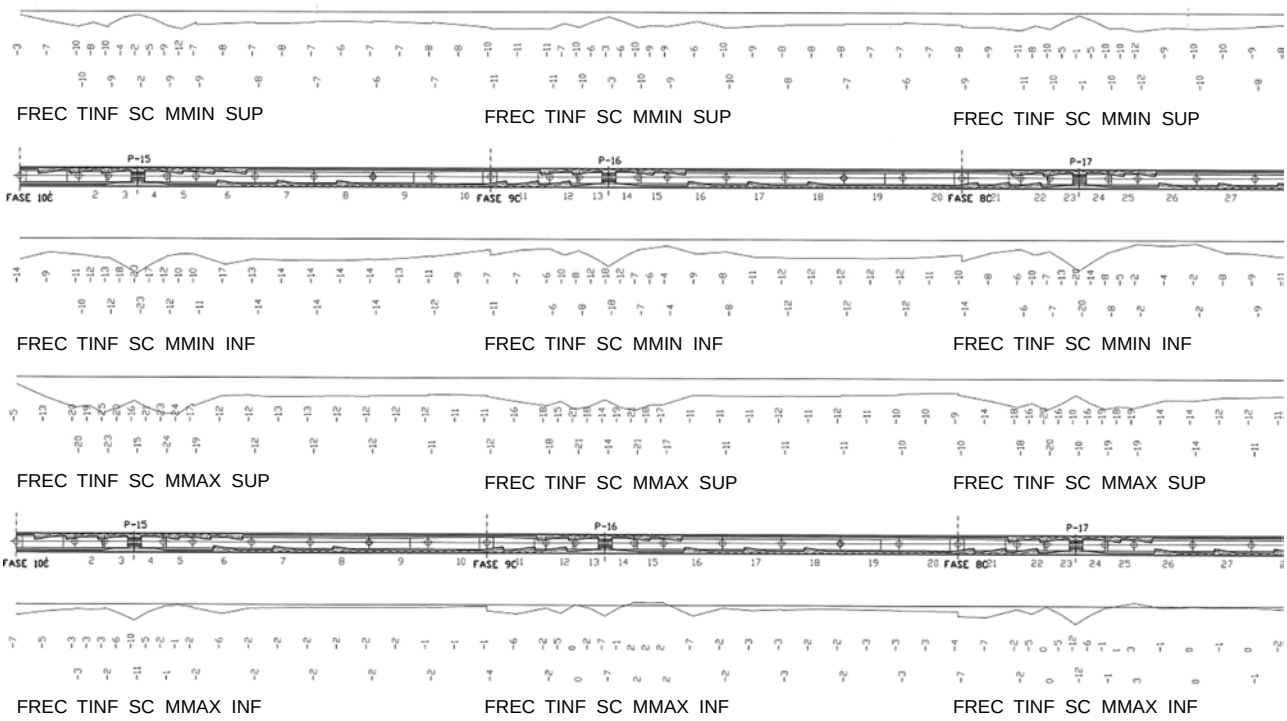


Figura 13. Estado tensional de los vanos próximos al tramo atirantado, bajo la combinación frecuente a tiempo infinito (MPa).

La introducción del pretensado de construcción sobre la sección del núcleo de la sección introduce esfuerzos hiperestáticos a tiempo cero muy importantes en el tablero, asociados a un estado de tracciones significativas en la fibra inferior del núcleo de las secciones próximas a pila. Esto es debido a que el pretensado de construcción es muy superior al que correspondería a la sección tipo del núcleo, ya que junto al pretensado de servicio debe hacer frente a los esfuerzos sobre la sección completa del tablero. El núcleo de la sección pesa del orden de la mitad que la sección total, pero el pretensado que recibe es muy superior al que correspondería a esta sección. Los esfuerzos de pretensado no se ven compensados a tiempo cero por un peso propio equivalente de la sección, y el resultado es la aparición de tracciones no despreciables en las secciones próximas a pila. En cierto modo es una situación similar a la que se produce en puentes ferroviarios dimensionados con criterios restrictivos de tracción admisible. En este caso es el valor de las sobrecargas el que es muy relevante, y condiciona un pretensado superior al que el peso propio de la sección es capaz de equilibrar inicialmente.

No obstante, la extensión en planta de estas tracciones no llega nunca a alcanzar fibras pretensadas del tablero, ya que en estas zonas los cables de construcción se encuentran siempre en zonas comprimidas de la sección, y tampoco los bulbos de tracción adyacentes a las pilas alcanzan las cabezas de anclaje de los pretensados inferiores de servicio. Por este motivo, la existencia de estas tracciones localizadas en construcción y a tiempo cero no comprometen el cumplimiento de las especificaciones normativas del pretensado en el ambiente IIIa en el que se desarrolla el proyecto. Por el contrario, se controlaron como secciones armadas disponiendo la armadura pasiva longitudinal necesaria en las tablas inferiores del núcleo para mantener la apertura característica de fisuras en valores inferiores a 0,2 mm. Las cuantías localizadas de armadura pasiva necesarias por este concepto son variables en función de la fase que corresponda, al ser variable la distribución de los vanos a lo largo del puente, alcanzando una armadura en la cara inferior de tablero constituida por barras alternas de Φ 25 mm y Φ 32 mm, con una separación de 10 cm entre barras consecutivas. La respuesta de estas zonas durante la ejecución, que es cuando se producen los valores de tracción condicionantes, fue muy satisfactoria, sin detectarse ningún signo visible de fisuración durante la ejecución. Y como se ha indicado, las tracciones existentes se reducen sensiblemente en el control en servicio a tiempo cero, y sobre todo a tiempo infinito, donde ya prácticamente desaparecen. La figura 14 muestra a modo de ejemplo el estado tensional a tiempo cero y a tiempo infinito en la fibra inferior de la sección a lo largo del vano P16-P17, donde se observan los bulbos de tracción localizados en la losa inferior del núcleo de las secciones próximas a las pilas. Se observa cómo es condicionante el estado a tiempo cero, y cómo efectivamente a tiempo infinito las tracciones disminuyen sensiblemente. En todo caso, y como se ha dicho, las situaciones más desfavorables se producen durante la construcción.

Por su parte, en cuanto al control de los voladizos en la respuesta longitudinal general del tablero, todo el pretensado del tablero se dispone en el núcleo de la sección, tanto el pretensado de construcción como el pretensado de servicio. Este último se tesa cuando toda la sección ya se ha ejecutado, pero se dispone geométricamente en el núcleo de la sección. Por este motivo, el control general de los voladizos se realiza con criterios de hormigón armado y control de apertura de fisuras. La situación condicionante para el diseño de los voladizos se produce a tiempo cero, dado que a tiempo infinito las redistribuciones generales de esfuerzos son favorables para el estado tensional de los voladizos. En particular la fluencia del pretensado de

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

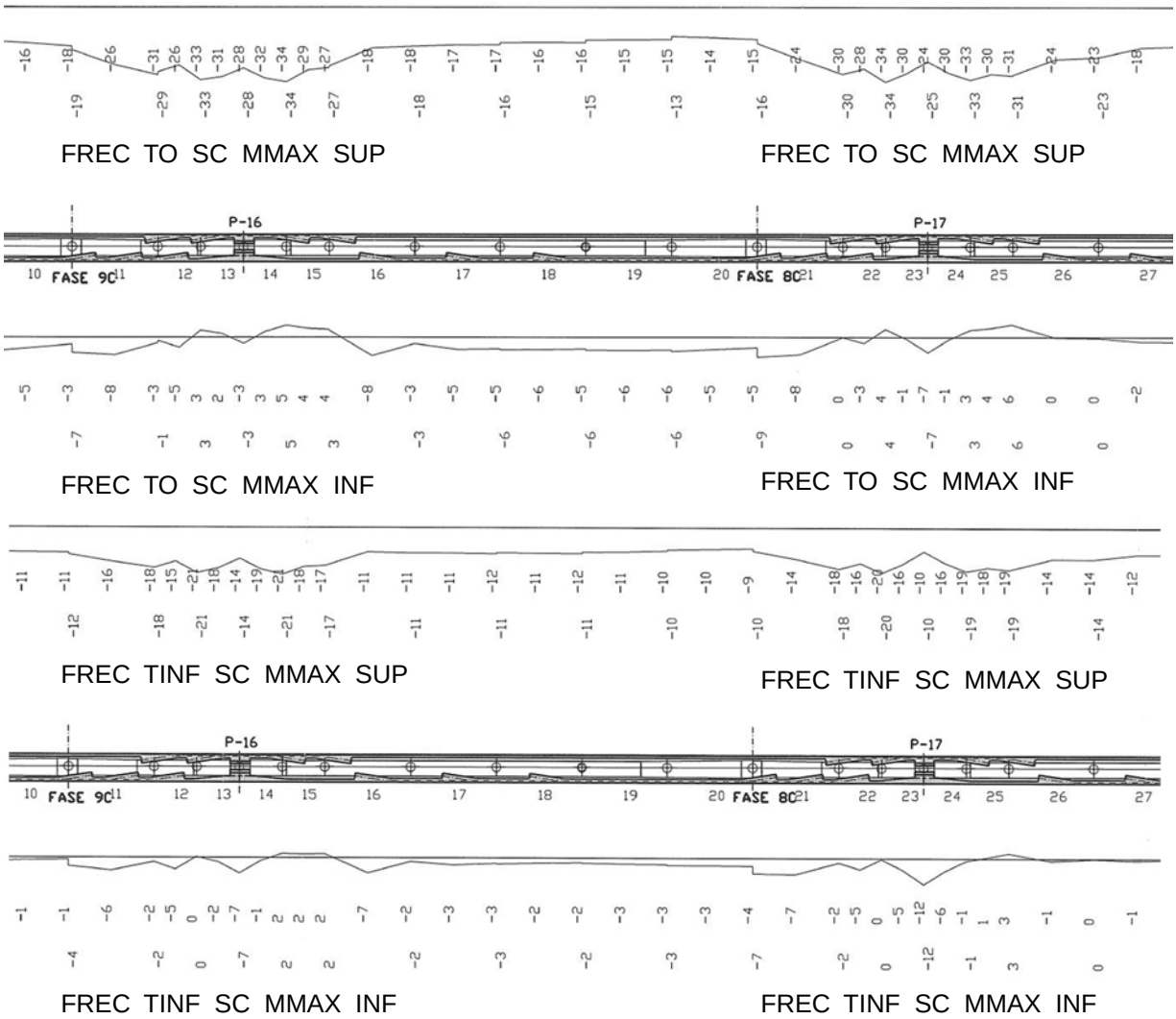


Figura 14. Estado tensional a tiempo cero y tiempo infinito con áreas traccionadas en fibra inferior en zonas próximas a pilas (MPa).

construcción tiende a comprimir a tiempo infinito los voladizos, de modo que el balance neto de redistribuciones al voladizo es favorable a tiempo infinito. Sin embargo, a tiempo cero, y también durante la construcción de los propios voladizos, las tracciones solicitantes son significativas, dado que realmente solo el pretensado de servicio introduce alguna compresión sobre ellos.

En todo caso, el control de fisuración de los voladizos viene condicionado por la retención que el núcleo pretensado y comprimido del tablero ejerce sobre los voladizos una vez que estos alcanzan la tensión de fisuración. Una vez que los voladizos alcanzan la tensión de fisuración en el hormigón, el incremento de tensión en la armadura pasiva de los voladizos queda limitado por la rigidez bruta del núcleo pretensado de la sección, que permanece comprimido. De este modo, incluso con cuantías bajas, las tensiones en la armadura pasiva de los voladizos bajo la combinación cuasipermanente de acciones que rige el control a fisuración de los voladizos se mantienen en valores muy moderados, asociados a aperturas de fisura muy inferiores a los 0,2 mm admisibles en ambiente IIIa. Se comprobó también que esta situación se mantenía inalterada incluso bajo la combinación frecuente de acciones, superando así holgadamente las exigencias normativas al respecto. La tensión en la armadura de los voladizos queda controlada por la rigidez de la sección del núcleo que permanece comprimida.

En estas condiciones, el dimensionamiento de la armadura longitudinal de los voladizos viene básicamente condicionado por la cuantía necesaria para recoger, con las propias armaduras del voladizo, el volumen de tracciones liberado al alcanzar la tensión de fisuración del hormigón, y con una tensión de trabajo en las armaduras que garantice una apertura de fisuras inferior a 0,2 mm. Las condiciones de retención aportadas por el núcleo permiten un planteamiento básico similar a la cuantía mínima en losas traccionadas de secciones cajón exigida por el artículo 7.3.2 de EN 1992-1-1. De este modo se obtienen 33 cm^2/m para las zonas traccionadas del voladizo superior de 30 cm de espesor, y 22 cm^2/m para el voladizo inferior de 20 cm de espesor, que son las armaduras dispuestas en las zonas traccionadas de los voladizos. Con estas armaduras el cálculo seccional en deformación plana bajo la combinación frecuente de acciones proporciona tracciones del orden de 60 MPa o inferiores, debido a la retención que realiza el núcleo en el trabajo a sección completa. En las

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 15. Detalle de ejecución del núcleo.

Figura 16. Vista aérea de la ejecución de los voladizos.

zonas sin tracción o con valores muy pequeños se disponen lógicamente cuantías menores de armadura pasiva. Por el contrario, en la zona de flexión negativa próxima a la pila 15 en la última fase de ejecución del tramo se aumenta considerablemente la armadura longitudinal de los voladizos, al objeto de recoger las tracciones procedentes de la sección mixta del tramo atirantado. Las figuras 15 y 16 muestran detalles durante la ejecución del núcleo y de los voladizos del tablero.

Asimismo, durante la ejecución se estableció un protocolo sistemático de control geométrico que incluyó tanto el control de contraflechas dispuestas para la ejecución del núcleo, como las deformaciones posteriores durante el resto de fases de ejecución de la estructura. Las contraflechas dispuestas englobaron tanto las deformaciones puramente estructurales del tablero como las propias asociadas al sistema de cimbra dispuesto. La figura 17 muestra a modo de ejemplo el diagrama de contraflechas previo a la ejecución de la fase 8 de núcleo. En la longitud correspondiente a la fase en ejecución se indica la contraflecha que es necesario proporcionar para la ejecución de esta fase, y en el resto del puente ejecutado la deformada prevista en el tablero previamente a la ejecución de la fase, resultante de la combinación de contraflechas y deformaciones del tablero en todas las fases de construcción anteriores. Como puede verse, las contraflechas necesarias son significativas, con valores que, por ejemplo en esta fase, alcanzan los 120 mm de contraflecha en la punta del voladizo. Se observa además que las contraflechas son descendentes en el voladizo y ascendentes en el vano, para dar respuesta a la deformada tras la aplicación del pretensado de construcción del tablero. En la figura se incluye también el gráfico con los resultados del control de flechas a lo largo de la fase ejecutada tras el tesado y descimbrado de la misma.

Finalmente, en relación con la construcción de este tramo, de modo similar a lo indicado para el tramo en losa aligerada, y aun con mayor motivo dada la envergadura de las torres de cimbra empleadas en las últimas fases de la construcción, durante la ejecución se desarrolló un protocolo detallado para la disposición y control de las vinculaciones tablero-subestructura necesarias durante la construcción. El control resistente de las torres de cimbra hubo de realizarse considerando también los esfuerzos generados por los desplazamientos térmicos en construcción que podrían finalmente transmitirse a las torres. Este control es imprescindible en el caso de viaductos largos cimbrados vano a vano como el que nos ocupa. Por otro lado, y aun cuando el diseño se realice tratando de equilibrar las longitudes

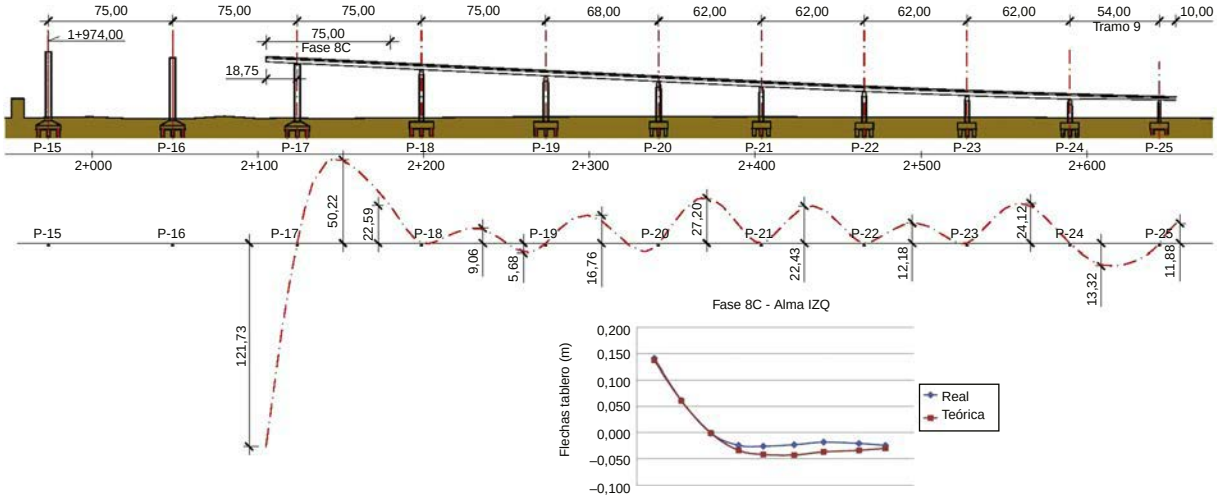


Figura 17. Contraflechas de ejecución en el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

dilatables a ambos lados del centro térmico resultante, las fuerzas solicitantes en las vinculaciones pueden llegar a ser muy considerables, toda vez que deben considerarse valores distintos en las fuerzas de rozamiento de los teflones a cada lado, de acuerdo a la normativa vigente. En nuestro caso, la fuerza longitudinal resultante en las vinculaciones alcanzaba un valor próximo a los 10 MN en las fases más penalizantes, correspondientes ya a la unión de los tramos losa aligerada y cajón en un único tramo continuo, y hubo de repartirse en 3 pilas consecutivas para garantizar la resistencia de la subestructura, previo control de los esfuerzos que esta disposición introduce sobre el tablero. Las características del tope pila-tablero empleado son similares a las ya descritas para el tramo anterior.

4. Conexión del viaducto de hormigón al tramo atirantado

Tal y como se ha señalado al inicio de este artículo, no existe junta de dilatación entre el tramo atirantado y el viaducto de hormigón. Por ello, la conexión del viaducto de acceso de hormigón al tramo mixto atirantado debe dar respuesta a la plena continuidad estructural de esfuerzos entre los tramos. Para ello, básicamente se han planteado 3 mecanismos complementarios. Por un lado, continuidad directa natural de las losas superiores de ambos tramos y transmisión con conectadores y armaduras de las tensiones en las platabandas superiores del tramo atirantado; por otra parte, transmisión con conectadores y armaduras de las tensiones en la chapa de fondo rigidizada del tramo atirantado a la losa inferior y almas inclinadas del tramo de hormigón; finalmente, empleo del pretensado de construcción del tablero como elemento de conexión de las almas metálicas reforzadas de la sección metálica del tramo atirantado a las almas del tramo de hormigón, y pernos conectadores para la transmisión frontal del esfuerzo cortante. Este diseño de la conexión al tramo atirantado para dar respuesta a los requisitos en servicio a puente terminado se compatibilizó con los derivados de la propia maniobra de ejecución de la unión entre los 2 tramos, que se describe en detalle en [3]. Asimismo, y tal y como se describe en la citada referencia, la secuencia de ejecución de las fases finales de los voladizos en el tramo de hormigón y el tesado del pretensado de servicio en estas fases hubo de desarrollarse también de modo específico para no penalizar los ritmos de ejecución de ninguno de los tramos, hormigón y atirantado, por exigencias del proceso de conexión.

Para materializar todo ello, previamente al hormigonado del núcleo de la última fase del tramo de hormigón se colocó sobre la cimbra la dovela metálica extrema del tramo atirantado, de 10,25 m de longitud y con un diseño específico, en la que se había dispuesto el sistema de basas, diafragmas y conectadores necesarios para materializar la transmisión. Esta dovela solapa 5 m con el extremo del tramo de hormigón, y sobre ella se realizó en obra la ferralla singular de la zona de conexión y el hormigonado y tesado del núcleo de la sección de hormigón. Como se ha indicado anteriormente, los cables del pretensado de construcción del núcleo de la sección de hormigón se anclan en el sistema de basas y rigidizadores previsto en la dovela metálica. Una vez concluida la ejecución del núcleo sobre la dovela de conexión, se realizó con el carro de avance la zona de los voladizos, para lo que fue necesario adaptar el fondo del encofrado del carro a la existencia de la chapa de fondo de la dovela.

Terminada como se ha indicado la ejecución de la zona de conexión correspondiente al tramo de hormigón, el sistema quedó listo para recibir el cierre del tramo atirantado, de modo coordinado entre el soldeo del tramo metálico atirantado a la dovela en espera, el hormigonado de la losa final del tramo atirantado, y la ejecución por fases del pretensado de segunda fase en el último vano del tramo de hormigón, al objeto de hacer frente en todo momento a la fuerte evolución de los esfuerzos solicitantes en la zona de unión. Todo ello se describe en mayor detalle en [3]. La figura 18 muestra varias imágenes del proceso de montaje sobre la cimbra de la dovela de conexión con el tramo de hormigón.

5. Medios auxiliares empleados en la construcción del tramo de hormigón en sección cajón

Tal y como se ha señalado en este artículo, la construcción del tramo de sección cajón tricelular se subdividió en 2 fases claramente diferenciadas. Por un lado, la ejecución del núcleo central de la sección mediante cimbra al suelo, y por otro, la ejecución de sendos voladizos mediante carro de alas, requiriéndose en ambos casos medios auxiliares de gran responsabilidad. BRISSA, S. L. ha realizado la supervisión de los proyectos de la cimbra y del carro de alas empleados en la construcción del tablero, y ha colaborado estrechamente con la Dirección Técnica de la empresa constructora en labores de asesoría durante la fase de desarrollo de estos proyectos.

En cuanto a la ejecución del núcleo, la cimbra al suelo se resolvió mediante cimbra porticada compuesta por alineaciones de torres de apeo y celosías longitudinales entre estas sobre las que se dispuso el sistema de encofrado de núcleo. Cada vano de tablero se dividió en 3 o 4 tramos, según su longitud, con luces de hasta unos 19 m entre alineaciones de torres de apeo. Las torres, de gran capacidad de carga, estaban compuestas cada una de ellas por 4 postes verticales triangulados entre sí, constituyendo una sección cuadrada en planta de 2×2 m. Transversalmente se alinearon 2 o 3 torres según correspondiera a alineación junto a pilas o en zona intermedia de vano, respectivamente, al objeto de ajustar la capacidad de carga del sistema a las reacciones a soportar. En la figura 19 se muestra una vista de la cimbra porticada empleada durante la ejecución del núcleo de la sección.

Las torres que se ubicaban junto a los fustes de las pilas se apoyaron directamente sobre sus encepados. La cara superior de los encepados de las pilas 15 a 17 presenta una fuerte inclinación, por lo que fue necesaria la disposición de plintos intermedios entre el encepado y las torres para proporcionar a estas el apoyo horizontal requerido. Dado que por necesidades de ejecución los encepados se realizaron mucho antes de tener definida la cimbra, fue necesario el anclaje de los plintos mediante la perforación y el anclaje de barras pasivas. Por su parte, dadas las restrictivas condiciones de cimentación del terreno y las importantes cargas que reciben las torres, para el apoyo de las torres intermedias fue necesaria la ejecución de cimentaciones profundas mediante la

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

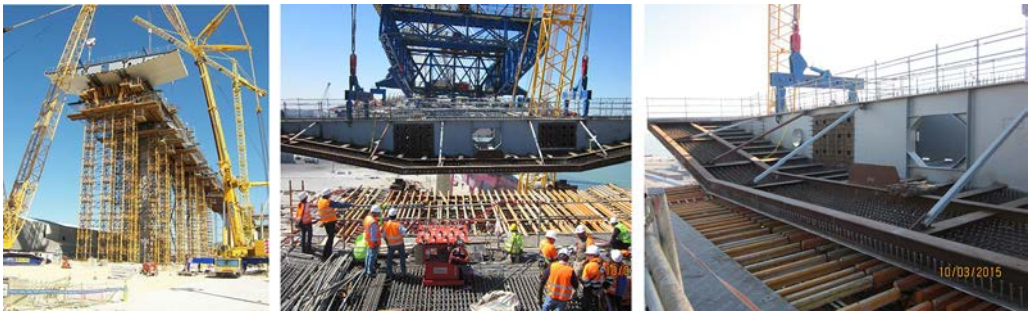


Figura 18. Dovela de conexión sobre cimbra, izado de la misma y colocación sobre el encofrado del tramo de hormigón.

hinca de pilotes prefabricados, sobre cuyo encepado se apoyaron las torres de apeo.

Como se ha indicado a lo largo de este artículo, la rasante del tablero se eleva progresivamente desde la pila 24, en la que se inició la construcción del tramo de sección cajón, hasta la conexión con el tramo atirantado próxima a la pila 15, alcanzándose una altura de las torres de apeo superior a 40 m. Por ello, tanto en el proyecto de la cimbra como en su ejecución hubo de prestarse singular atención a la estabilidad de las torres y la incidencia de los efectos horizontales. En sentido transversal se dispuso un arriostramiento entre las torres de cada alineación que proporcionaba la estabilidad global del sistema en esta dirección. Por su parte, en sentido longitudinal el sistema de estabilización de las torres debía compatibilizarse con su capacidad de adaptación a los movimientos impuestos del tablero, principalmente a los debidos a la oscilación térmica entre el vano en ejecución y el punto del bloqueo pila-tablero dispuesto. Por este motivo, durante el montaje de la cimbra y el hormigonado de núcleo del tablero las torres permanecían longitudinalmente arriostradas en cabeza entre sí y a las pilas del puente. Una vez se disponía de una sección resistente en el núcleo ya vinculada al resto del puente se retiraban los arriostramientos, de forma que se permitía el movimiento longitudinal en cabeza de torres solidariamente a los desplazamientos experimentados por el tablero. De este modo, en fases exentas y durante el hormigonado, las torres de cimbra quedan externamente arriostradas a las pilas del puente, y una vez el tablero presenta rigidez axil suficiente, es él mismo el encargado de arriostrar superiormente a las torres, que le acompañan en su movimiento.

En cuanto a la ejecución de los voladizos, como ya se ha indicado con anterioridad, la longitud tipo de cada fase de voladizos fue de 15,50 m, con un peso de hormigón ejecutado de 350 kN por metro lineal. En las fases de mayor peso correspondientes a las situadas sobre pilas el peso total de hormigón ejecutado sobre el carro fue de unos 6.400 kN, adicionales al propio peso del carro y de sus elementos auxiliares, que es de 3.300 kN.

Figura 19. Cimbra porticada empleada para construcción de núcleo central de tablero.

La estructura principal del carro se materializó mediante 4 torres, que proporcionaban 2 a 2 los planos verticales resistentes, separados entre sí 8 m en sentido longitudinal del tablero. La separación transversal entre cada pareja de torres fue de 9,80 m. A media altura de las torres se disponía la viga horizontal principal encargada de recibir directamente la carga de los voladizos durante la ejecución y transmitirla mediante tirantes de cuelgue al sistema resistente superior. En las figuras 20 y 21 se incluyen unas vistas del carro que permiten su comprensión.

Durante el hormigonado de los voladizos la plataforma de encofrado se cuelga directamente de la viga horizontal del carro a través de 4 parejas de barras por voladizo de alto límite elástico (f_y = 950 MPa), Φ 40 mm las más exteriores y Φ 36 mm las interiores, y del propio núcleo del tablero mediante otras 2 barras Φ 36 mm por voladizo. Con el fin de estabilizar el carro frente a acciones horizontales mientras se encuentra suspendido de las barras se ejecutó un pretensado transversal de la estructura resistente de la plataforma de encofrado contra el núcleo central del tablero a través de 4 barras Φ 36 mm.

En cada fase de ejecución se establecieron 2 fases de hormigonado con el fin de simplificar la definición y el montaje del encofrado interior. Aun así, este sistema permitía compensar la necesidad de 2 ciclos de curado y endurecimiento del hormigón. El rendimiento de ejecución alcanzado fue de 4 días por puesta del carro. En una primera fase se hormigonaba el área maciza exterior y la tabla inferior de los voladizos, y en una segunda fase se ejecutaba el cierre de la tabla superior de los voladizos apoyando su encofrado sobre la tabla inferior ya endurecida. El diseño del carro contempló un desequilibrio máximo del hormigonado entre ambos voladizos durante la ejecución de los voladizos de hasta un volumen de 12 m^3. En el diseño del encofrado del carro se tomaron las medidas oportunas para garantizar la correcta continuidad entre el hormigón del voladizo en ejecución y el núcleo y voladizo previamente ejecutado, realizándose un cuelgue local del encofrado en el tablero ya ejecutado tanto en las juntas longitudinales con el núcleo del tablero como en las juntas transversales con la fase previa del carro. Asimismo, se proporcionaron a los encofrados las contraflechas necesarias para compensar los movimientos del carro y la propia deformación de los voladizos de hormigón en el descimbrado de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 20. Vista superior del carro de alas.

mismos. Ya se indicaron anteriormente en este artículo los controles sistemáticos realizados sobre el hormigón en cada fase de voladizos.

El carro se dotó con 2 sistemas de apoyo sobre el tablero. Durante las posiciones de hormigonado cada torre se apoyó sobre el tablero mediante 4 husillos que permitían nivelar el carro en cada una de las fases y absorber las tolerancias de ejecución, manteniendo el carro vertical y apoyado correctamente en todos sus puntos. Durante las operaciones de avance cada torre de apoyo disponía de un rodamiento que facilitaba su desplazamiento sobre los carriles dispuestos sobre las almas principales del tablero. El carro permitía adaptarse a la geometría variable de la plataforma del tablero, variando la pendiente longitudinal del 3,2% hasta un máximo del 5%, mientras que la sección transversal pasa de un bombeo al 2% hacia ambos lados a un peralte del 3,2%.

Figura 21. Vista inferior del carro de alas.

6. Conclusión

A lo largo del artículo se han comentado algunos aspectos de interés en el proyecto del tablero del viaducto de acceso por el lado Puerto Real al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, así como algunas cuestiones relativas a su ejecución que se han considerado relevantes. Dentro de los primeros, la anchura de la sección y el carácter marcadamente evolutivo de la estructura durante su construcción resultan cuestiones especialmente condicionantes. La combinación de hormigón armado y pretensado en el diseño del tablero ha permitido resolver satisfactoriamente estas cuestiones, con una atención especial en el proyecto al control de las redistribuciones tensionales diferidas en el tablero, y el control de las limitaciones tensionales derivadas del pretensado y la respuesta en fisuración de las zonas armadas, tal y como se ha expuesto en el artículo. El diseño de la conexión del viaducto de hormigón al tramo atirantado con sección mixta también presenta singularidades muy relevantes. Por su parte, y en relación con la construcción del viaducto, la potencia del pretensado necesario, con 24 unidades de 37 mm Φ 0,6” aplicadas en primera fase sobre el núcleo de la sección, y la necesidad de proporcionar al mismo un marcado trazado en planta desde las almas a las alas para optimizar su rendimiento mecánico en las secciones críticas de centro de vano y pilas, han exigido cuidar al máximo en la ejecución los aspectos relativos al pretensado, como son la colocación de las vainas, el empleo de cordones lubricados y el propio proceso de tesado seguido y su control. Por otra parte, y como se ha indicado en el artículo, la construcción del tablero ha exigido el empleo de medios auxiliares de gran envergadura, en cuyo diseño y proyecto ha debido considerarse siempre su relación con la propia estructura. Cuestiones como la incidencia de la deformabilidad longitudinal del tablero en la seguridad de las torres de cimbra, y el diseño de estas frente a los esfuerzos adicionales derivados de aquella, o el diseño del carro de avance y las condiciones necesarias en el hormigón de los voladizos para proporcionar los ritmos de ejecución exigidos fueron también aspectos singulares con la máxima relevancia durante la construcción del viaducto.

Bibliografía

[1] A. Carnerero Ruiz, J. Pascual Santos, D. Pajuelo Gallardo, G. Antúnez Cid, J. de los Ríos de Francisco, A. Martínez Cutillas, et al., Comportamiento estructural y criterios de diseño del tablero del tramo 10 del viaducto de acceso desde Puerto Real del Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[2] A. Carnerero Ruiz, J. Pascual Santos, D. Pajuelo Gallardo, G. Antúnez Cid, J. de Los Ríos de Francisco, A. Martínez Cutillas, et al., Comportamiento estructural y criterios de diseño del tablero de los tramos 8 y 9 del viaducto de acceso desde Puerto Real del Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[3] C. Lucas Serrano, L. Peset González, J. de los Ríos de Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 123–142.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):235–243

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Control de la estructura metálica en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Steel structure control in the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Adrián Gastesi Iriarte [a,b]

[a] *Perito TECNALIA Research & Innovation, Donostia-San Sebastián, España*
[b] *Técnico Internacional en soldadura (IWT) y responsable de soldadura del Área de Ingeniería de Materiales. TECNALIA Research & Innovation, Donostia-San Sebastián, España*

Recibido el 15 de octubre de 2015; aceptado el 13 de enero de 2016
Disponible en Internet el 22 de marzo de 2016

Resumen

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz es una construcción metálica de gran singularidad y complejidad, en donde las grandes dimensiones y el número de dovelas izadas han requerido una sincronización técnica para poder fabricar y montar las dovelas y realizar las soldaduras de las mismas en altura.

La fabricación de dovelas con un alto grado de calidad ha resultado fundamental para posibilitar su izado desde tierra y mar, con el empleo de carros de izado.

El control de materiales, el cuidado de las condiciones de soldadura, el establecimiento de procedimientos, el análisis de situaciones de diferente índole previas al montaje e izado de las dovelas y la disposición de soluciones previas han posibilitado la realización de soldaduras de unión de dovelas en altura, de manera armonizada y repetitiva, dando lugar a una fabricación del puente sectorial e individual, a la vez que a su montaje y soldadura en altura en cadena.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Soldadura; Estructura singular; Sincronización técnica; Disposición de soluciones previas

Abstract

The Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay is a metal structure with great uniqueness and complexity, where the large dimensions and number of segments lifted have required technical synchronisation in order to manufacture and assemble the segments and to carry out the welds between them at height.

Manufacturing of segments with a high degree of quality has been essential in enabling the lifting of them from land and sea, with the use of lifting trucks.

Control of materials, caring of welding conditions, establishment of procedures, analysis of different situations prior to the assembly, and lifting of segments and prior availability of solutions have made it possible to weld joints between segments at height, in a harmonised and repetitive manner, resulting in a sectorial and individual manufacture of segments, and at the same time the assembly in series at height.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Welding; Uniqueness; Technical synchronisation; Prior availability of solutions

Correo electrónico: adrian.gastesi@tecnalia.com

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.01.003
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

1. Introducción

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ha sido fabricado a partir de dovelas de grandes dimensiones y pesos de 350 t de media e izadas con carros de izado tanto desde tierra como desde el propio mar. TECNALIA Research & Innovation ha participado en este singular proyecto junto con el Departamento de Calidad de la UTE Puente de Cádiz y en estrecha colaboración con su oficina técnica, departamento de producción y jefatura de obra.

En el proceso de soldadura en este puente, a diferencia de otros de menor envergadura o dificultad constructiva, ha sido implantándose un organigrama de funcionamiento ex profeso para el mismo. Se ha incorporado la figura de un coordinador experto en soldadura, quien a su vez ha trabajado junto con los diferentes departamentos de obra y talleres proveedores de dovelas.

El coordinador ha estado en todo momento informado de los diferentes aspectos técnicos tanto de la construcción, de la fabricación de dovelas, de la inspección, de la colocación en altura y de otros aspectos, y ello ha posibilitado dotar al puente de un soporte constructivo en el que ha imperado la calidad y, en concreto, un estilo de calidad específica y no generalista sobre las características y problemática del propio puente.

Tras un primer análisis del proyecto constructivo, de los planos y de la ubicación física del puente, se piensa que la complejidad constructiva que se presenta necesita ser abordada como una asesoría y control de calidad más allá del de un seguimiento de calidad en soldadura al uso.

Con la finalidad de conseguir una correcta ejecución del proceso de soldeo y que el resultado de la unión de dovelas en altura garantice una construcción en cumplimiento de los requisitos particulares y de las normativas de aplicación, el proyecto se plantea en 3 grandes bloques de trabajo:

- Contraste de la calidad de los aceros y su aptitud particular al soldeo.
- Control de las actividades de soldadura antes, durante y después de la ejecución del proceso.
- Asesoría técnica en el proceso constructivo e inspección.

2. Contraste de la calidad de los aceros y su aptitud particular al soldeo

El contraste de calidad de los aceros empleados y su aptitud al soldeo se ha realizado mediante la toma de muestras de acero y su posterior ensayo en los laboratorios. Se han tomado muestras del acero del propio puente de manera generalizada, así como de manera particularizada en zonas sometidas a grandes esfuerzos de cargas.

Tres han sido los objetivos de esta acción de ensayo: por un lado, el cumplimiento del acero con los requisitos establecidos por la norma de aplicación. Un segundo objetivo es el de comprobar en muestras reales el grado de soldabilidad. El tercer y último objetivo es el de analizar el material en sentido del eje perpendicular al sentido de laminación de chapas, también llamado Z, y obtener toda la información posible que pudiera tener afección a la soldadura en este sentido.

2.1. Cumplimiento del acero con los requisitos normativos y comprobación del grado de soldabilidad

El acero, de calidad S355J0 y J2, +N en ambos casos, debe cumplir los requisitos de la Norma UNE EN 10025.2 de 2006 en lo referente a las características mecánicas del producto y de la composición química de colada. Para poder contrastar el cumplimiento del acero respecto de la norma vigente, se han seleccionado muestras de los retales de las chapas de coladas diferentes y que, gracias a la excelente trazabilidad que el departamento de calidad de la UTE Puente de Cádiz ha implantado [1], se localizan en chapas utilizadas y colocadas en los puntos más solicitados del tablero metálico tanto en su fabricación así como en su solicitación de vida al servicio. El objetivo ya no es solo el de caracterizar chapas al azar, sino el de caracterizar chapas cuyos componentes de ellas extraídos estén sometidos a grandes esfuerzos. Todos los ensayos realizados en nuestros laboratorios, acreditados por ENAC, han cumplido con todos los requisitos normativos, tal y como puede verse en las tablas 1 y 2.

En este momento ya sabemos que el material cumple con los requisitos y conocemos las propiedades exactas de las piezas en las zonas más solicitadas.

Para la comprobación del cumplimiento normativo del material en función de la composición química, se realizan ensayos de composición química sobre las muestras anteriores, contrastándose el porcentaje cuantificado de los valores obtenidos en el ensayo con los exigibles en la norma UNE EN 10025.2. Todos los resultados muestran el cumplimiento de la chapa con la norma de aplicación.

Sin embargo, y como parte de un control específico de calidad, se incluyen conceptos como el de la soldabilidad del material en función del CEV (carbono equivalente) en chapas concretas como parte de un control específico de calidad.

La fórmula empleada para el cálculo es:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \left(\frac{Cr + Mo + V}{5}\right) + \left(\frac{Ni + Cu}{15}\right)$$

En este caso particular, y puesto que la soldabilidad del material es una aptitud tecnológica fundamental en este tipo de aceros —y en particular en esta estructura, en la que las soldaduras son sometidas a fuertes cargas durante el proceso constructivo y en su solicitación de vida al servicio—, se ha considerado importante conocer sobre el análisis de colada el valor real del CEV en chapas concretas con el mismo criterio establecido hasta el momento en los ensayos realizados. Esto es, realizar los ensayos de contraste en chapas cuyos componentes de ellas extraídos estén sometidos a grandes esfuerzos. El valor del CEV condicionará sin lugar a dudas el establecimiento de las directrices de ejecución de las soldaduras.

Para establecer el valor del CEV se ha aplicado la fórmula establecida en EN 10025.1

El CEV, además de cumplir norma, proporciona un valor que indica que el acero presenta una buena soldabilidad en aplicación de algunas condiciones, tales como dotarle de temperatura previa a la soldadura. Esto es que, en la práctica, hay que precalentar las chapas componentes del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 1
Muestreo de ensayos mecánicos que incluye valores obtenidos del límite elástico, carga de rotura y resiliencia realizados en contraste con la norma UNE EN 10025.2

Ref. ensayo	Reh (MPa)	Reh (MPa) UNE EN 10025.2	Rem (MPa)	Rem (MPa) UNE EN 10025.2	Charpy KV2	Charpy KV2 UNE EN 10025.2
028998-010 P2	444	> 335	583	470-630	88 J (−20 °C)	27 J (−20 °C)
028998-010 P4	456	> 335	610	470-630	90 J (−20 °C)	27 J (−20 °C)
028998-010 P5	453	> 335	629	470-630	79 J (−20 °C)	27 J (−20 °C)
028998-010 P8	389	> 335	561	470-630	108 J (−20 °C)	27 J (−20 °C)

Tabla 2
Algunos ejemplos del análisis del valor del CEV

Ref. certificado	N.° colada	CEV obtenido	CEV máx. EN 10025.1	Espesor (mm)
TS 0003	116205	0,42	0,47	110
TS 0014	116195	0,41	0,47	110
TS 0324	433670	0,43	0,45	30
TS 0808	460299	0,41	0,47	40

De la misma manera se ha podido comprobar el hecho de que estamos ante un acero en donde el valor del CEV no viene determinado por un alto porcentaje de carbono, sino más bien por un valor de carbono relativamente, bajo añadiéndose manganeso en porcentajes altos dentro del umbral de la norma. Este punto es favorable para la soldabilidad del propio material.

El porcentaje medio de carbono presente en las chapas se sitúa entre el 0,16 y el 0,18%.

2.2. *Análisis del material en sentido del eje perpendicular al sentido de laminación*

El acero del puente se ha ensayado de manera específica mediante un ensayo no contemplado en la norma de aplicación para este caso.

Se trata de un ensayo específico realizado como un plus de calidad para conocer el comportamiento de las chapas en el plano perpendicular a la laminación, esto es, el ensayo del material en sentido del eje perpendicular al sentido de laminación de chapas, Z. En el ámbito de la soldadura, un valor Z 50 puede considerarse altamente seguro a la hora de realizar uniones en donde las tensiones residuales de la propia soldadura incidan en el sentido perpendicular a la laminación. Además de contrastar el efecto de las tensiones residuales en el acero en sentido Z, hay que considerar el hecho de que estas soldaduras, en algunos casos, van a estar sometidas a grandes esfuerzos en el mismo sentido perpendicular a la laminación de la chapa durante las maniobras de izado de las dovelas.

El normalizado de laminación de las chapas deberá presentar en las características mecánicas de las chapas, como consecuencia de la aplicación del mismo, una resistencia en el sentido Z tal que el material presente un comportamiento similar al plano longitudinal o transversal de la propia laminación.

Para la realización de este ensayo se han tomado muestras de chapas que, por motivos de construcción, deben trabajar con un alto grado de exigencia durante las maniobras de izado de dovelas, como ha sido el caso del tramo desmontable que, con 4.000 t de peso, se iza enganchado desde sus extremos, donde encontramos chapas de 200 mm de espesor.

En la tabla 3 se presentan diferentes resultados del ensayo de tracción en el sentido perpendicular a laminación, o Z.

Los resultados obtenidos de estricción en Z muestran claramente un alargamiento adecuado del material y que nos encontramos ante un acero en ausencia de impurezas de colada. La ausencia de impurezas favorece la no aparición de indicaciones lineales tras el proceso de soldeo en las zonas adyacentes debidas a la combinación de temperatura de soldadura y tensiones residuales actuando sobre el eje perpendicular a la laminación. Por otro lado, el resultado obtenido en el ensayo de tracción en Z confirma que el estado de suministro de chapas con normalizado de laminación es altamente satisfactorio, lo que posibilita un comportamiento frente a cargas en cualquier plano.

2.3. *Conclusiones sobre los ensayos realizados a las chapas*

Por un lado se concluye que el material de partida cumple con todos los requisitos establecidos en el pliego de prescripciones técnicas particulares y con las normas de aplicación establecidas en el propio pliego.

Una segunda conclusión es la de que tenemos material «limpio» en ausencia de impurezas y con un tratamiento térmico de normalizado de gran calidad, lo cual favorece la soldadura de unión de chapas tanto en uniones a tope como en uniones en ángulo en cualquier zona del puente.

La tercera conclusión es que el proceso de soldadura debe realizarse en aplicación de un precalentamiento de chapas a la vista del valor del CEV.

La cuarta y última conclusión es que, en un adecuado uso del proceso de soldadura, las indicaciones no aceptables que puedan detectarse como resultado de una inspección detallada de la fabricación serán debidas a errores en la aplicación del proceso y muy improbablemente habrían de buscarse otros motivos de índole metalúrgica.

Esta última conclusión es imperativa a la hora de orientar desde un principio el asesoramiento en la fabricación del tablero metálico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 3
Ejemplos de ensayos de tracción en Z y valores de estricción o Z

Ref. ensayo	Rem (MPa)	Rem EN 10025.2 (MPa)	Valor de Z	Espesor (mm)
045952-002	454	450-600	80,6	200
045952-002			77	200
045952-002			77	200
045952-002			77	200
028998-010	532	470-630	70	20
028998-010	564	470-630	71,3	20

3. Control de las actividades de soldadura antes, durante y después de la ejecución del proceso

El objetivo es que las soldaduras deben realizarse en las mismas condiciones de calidad en el taller, en campa de montaje y en altura.

3.1. Control y asesoría técnica antes de soldadura

Tras realizar los ensayos de materiales y teniendo en cuenta las conclusiones extraídas (2.3), así como analizando el global de obra constructiva —esto es, la cantidad de acero a manipular, la calidad del propio acero, los espesores gruesos, que en algunas dovelas llegan hasta los 120 mm, el tamaño y el peso de dovelas, los métodos de izado y la colocación de dovelas, el número de talleres presentes, los procesos de soldadura y la meteorología predominante, en donde el viento es un factor importante a considerar en la zona—, se emite el «Manual General de Soldadura», documento que trata de establecer unas pautas específicas del proceso de soldadura en función de los condicionantes antes mencionados. Se trata de establecer unas condiciones de soldadura unificadas tanto para los talleres como para las soldaduras en campa de montaje y en altura.

La implantación del manual se basa en que los diferentes apartados del mismo se emiten posteriormente de manera particularizada, en detalle y con profundidad en forma de «Notas Técnicas», y que a su vez la UTE implanta a modo de «Procedimientos Constructivos».

En resumen, el Manual es una guía que recoge todos los puntos que necesitan ser abordados para una correcta fabricación y montaje de dovelas y su unión en altura. El detalle del manual y su implantación específica se realizan de manera focalizada a través de procedimientos constructivos a partir de Notas Técnicas. Este sistema se emplea en el puente debido a las grandes dimensiones del mismo y a las diferentes ubicaciones en las labores de soldadura, que se realizan en talleres, en campa de montaje y en altura, y establece una clara diferencia respecto de otros puentes, en donde prácticamente la soldadura se basa en los procedimientos homologados y en su aplicación generalista.

3.1.1. Protecciones climáticas

Las condiciones de protección frente a las posibles adversidades climáticas —siendo el viento un factor predominante en la zona—, los precalentamientos efectivos dirigidos a precalentar el total del espesor de las chapas a unir y los métodos en su aplicación sobre las chapas en función de sus espesores han sido factores aplicados con un alto grado de exquisitez en el puente y una de las actuaciones prioritarias en las que se ha centrado el Manual.

Figura 1. Unión interior de dovelas cubierta con techo. Taller situado a 70 m sobre el mar.

Se han tapado las entradas de viento a través del interior del puente y de las omegas, dotándolas de un falso techo de madera o chapa grecada en la parte superior de la unión a lo largo y a lo ancho del tramo de puente a soldar. Las zonas con posible entrada de agua al recinto cerrado, debido a la propia inclinación del puente, han sido selladas con poliuretano expandido. El resultado ha sido que las uniones de dovelas en altura se han realizado en lo que podríamos denominar un pequeño taller localizado, con extracción de humos incluida, y que ha permitido, tal y como se muestra en la figura 1, realizar los trabajos en altura en condiciones similares al de un taller de soldadura.

La magnitud de las dovelas así lo ha requerido, al contrario de la realización de uniones en puentes estrechos, en donde la cobertura con toldos puede resultar suficiente.

En cuanto a los precalentamientos de chapas, el objetivo es establecer las temperaturas idóneas y métodos de calentamiento tales que permitan calentar el total del espesor de chapa, siendo un precalentamiento efectivo, y el método para mantener la temperatura durante todo el tiempo de arco. Para ello se han utilizado mantas eléctricas en sustitución del precalentamiento a la llama.

3.1.2. Procedimientos de soldadura y personal cualificado

Todas las soldaduras se han realizado soportadas por procedimientos homologados según norma europea UNE EN 15614.1. Se han cualificado 6 procedimientos de soldadura de índole específica, además de los propios de los talleres fabricantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

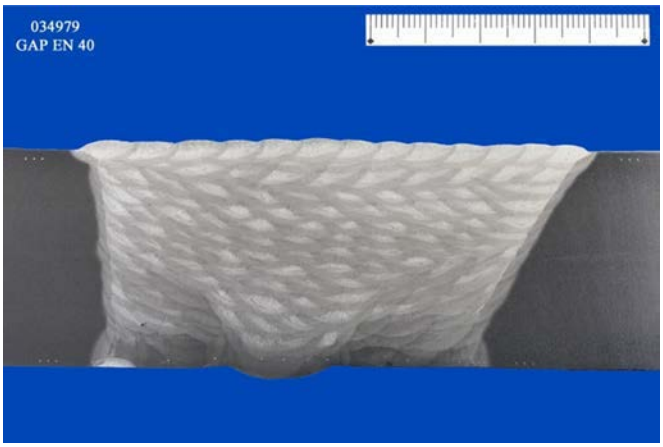


Figura 2. Probeta de soldadura en la que se aprecian las indentaciones HV10 realizadas.

Adicionalmente, y para los casos de uniones especiales como pudieran ser aquellas en donde se presenta un *gap* (separación entre chapas a unir) de dimensiones similares a los espesores de las chapas, se han emitido 2 procedimientos de soldadura homologados al objeto de verificar características mecánicas y certificar procedimientos de soldaduras en zonas consideradas críticas. Para ello se han soldado cupones representativos de detalles específicos existentes en el puente y se han ensayado en nuestros propios laboratorios. En la figura 2, concretamente, se observa en sección una probeta representativa, tras pulido y ataque químico, de una unión de dovelas en altura cuando el *gap* es elevado. En este caso se han soldado chapas de 40 mm de espesor y con una separación o *gap* de 40 mm. A este cupón se le han aplicado todos los ensayos exigibles en la norma de homologación del procedimiento —esto es, ensayo de doblado, ensayo de tracción, ensayo de dureza, ensayo de impacto o resiliencia— y se le han añadido ensayos adicionales que, por razones metalúrgicas, se ha considerado oportuno, como añadir juegos de test de impacto y dureza en zonas en donde se han realizado soldaduras de disminución del tamaño del *gap*.

Todos los soldadores que han intervenido han sido cualificados según norma europea EN ISO 9606.1 y UNE EN ISO 14732. Se han cualificado un total de 50 soldadores.

3.1.3. Otros puntos de interés del Manual General de Soldadura aplicado en la construcción del puente

El almacenamiento y manejo de los consumibles de soldeo, el personal de coordinación de soldadura, las instrucciones operativas coordinación y comunicación en los tajos de soldadura, la verificación de la idoneidad de los equipos de producción, los procesos de corte y resanado, han sido puntos muy considerados en la fabricación del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.

Un ejemplo de implantación del manual es que en él, y en combinación con los procedimientos de la UTE, se exponen los detalles y las particularidades de las uniones de las dovelas en altura que incluyen una ficha de soldadura en donde se recogen los detalles relevantes de la ejecución del proceso en cada una de las juntas a soldar. La parte del procedimiento que refiere a las fichas de soldadura, además, se coloca impreso en papel de tamaño A3 o superior en las zonas de soldadura de unión de dovelas. El personal de soldeo ha recibido formación explícita en la propia obra sobre el contenido de las fichas de soldadura.

3.2. Control y asesoría técnica durante la soldadura

Se ha informado al personal presente en los tajos, así como a la dirección de obra, sobre el contenido del Manual General de Soldadura.

El personal de vigilancia es quien vela por la correcta aplicación del proceso y de las pautas establecidas en el Manual, informando en todo momento al coordinador de soldadura de las cuestiones que presenten dificultad técnica para su aplicación o incumplimientos, informándose a su vez al jefe del departamento correspondiente o a la jefatura de obra y adoptándose una rápida medida de solución.

Se ha tenido especial atención en la realización de precalentamientos efectivos, o lo que es lo mismo, la realización de precalentamientos que garanticen una temperatura en el total del espesor de la chapa y en una extensión de 7,62 cm a cada lado del bisel a soldar y que a su vez se mantengan durante todo el tiempo de aplicación del arco eléctrico.

El viento ha sido de la misma manera un elemento de especial atención. Además de que el propio manual ya hace alusión a él, en la práctica se han adoptado medidas concretas que han permitido aplicar las reglas establecidas en el Manual, y por ello la ausencia general de porosidad en los cordones de soldadura.

Una de las medidas aplicadas y que mejores resultados ha tenido, a la hora de realizar el control durante la soldadura, ha sido el cierre de las bocas de las omegas en los frontales de las dovelas a unir antes del izado de las mismas, impidiéndose de esta manera fuertes corrientes de viento por el interior de estos perfiles y que estaban aflorando en las soldaduras de unión de dovelas antes del cierre interior de omegas.

Este punto concreto puede considerarse un éxito en la aplicación del proceso, ya que se han eliminado de manera prácticamente total la presencia de poros en las soldaduras realizadas en altura y que anteriormente estaban detectándose y reparándose.

El coordinador de soldadura ha estado en permanente contacto con los diferentes departamentos de la obra —producción, calidad, maniobras, oficina técnica—, lo cual ha permitido abordar con antelación suficiente diferentes situaciones que pudieran ser susceptibles de presentar algún tipo de dificultad durante la soldadura. En este sentido, se han realizado labores de consultoría sobre diseño y soldadura, como ha sido el caso de los pórticos de izado del tramo desmontable, en donde se han presentado complejas situaciones de soldeo que han sido abordadas y solucionadas.

Para el caso de la unión de dovelas en altura, una vez izadas y tomadas las cotas de situación correspondientes se han analizado en todos los casos los *gap* y desalineamientos presentes previa medición por parte de la obra de un mapa dimensional de la sección de dovelas enfrentadas, tal y como se puede ver en detalle en la figura 3. Para todos los casos en donde ha existido algún tipo de incumplimiento respecto de las directrices

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 3. Maniobra de alineamiento de chapas en altura. Unión de dovelas. Espesores de 110 mm.

establecidas en el proyecto, se han propuesto medidas específicas, como la realización de soldaduras de alineamiento de chapas, manteniéndose una relación de 1/5 mm de inclinación máxima, enderezado, establecimiento de secuencias de soldeo que favorezcan el cierre del *gap*, sustitución de chapas por chapas nuevas cortadas a las dimensiones más favorables y que permiten la presencia de un nuevo *gap* ya aceptable según el proyecto, la aplicación de soldadura de cierre de *gap* según los procedimientos homologados (apartado 3.1.2).

En todos los casos, primeramente se ha analizado la particularidad de la cuestión y si la misma puede resolverse sobre el propio terreno a través de indicaciones verbales. En caso de que el detalle detectado pueda ser origen de algún tipo de anomalía en la soldadura es cuando se adopta una decisión sobre la alternativa a aplicar, emitiéndose una Nota Técnica para su posterior aprobación y aplicación de métodos en la fase constructiva particular.

3.3. Control e inspección de dovelas después de soldadura

La inspección ha sido realizada en un porcentaje del 100% de examen volumétrico y 100% visual y superficial mediante técnicas de ultrasonidos, radiografías en algunos casos particulares y partículas magnéticas. El examen volumétrico, y en concreto el porcentaje del 100%, hacen notorio el protagonismo de la inspección realizada, puesto que en un puente convencional el porcentaje de este ensayo puede rondar el 25% del total de la obra soldada.

El personal de inspección está debidamente cualificado como inspector de soldadura.

La inspección se realiza manteniendo siempre los mismos porcentajes de examen antes expuestos durante la fabricación de componentes de dovelas en el taller y antes de su envío a obra. A la llegada a obra y en campa de montaje, en donde se arman y se sueldan las dovelas, se inspeccionan todas las soldaduras nuevas y las ya procedentes de los talleres a fin de detectar en este último caso posibles anomalías surgidas durante el transporte o bien detectar indicaciones derivadas de la acción de tensiones de soldadura introducidas durante la soldadura de los conjuntos provenientes de los talleres. En la práctica esto quiere decir que la dovela en campa de montaje queda inspeccionada al 100% y todas las soldaduras realizadas en taller son sometidas a una doble inspección. Este punto se realiza en este puente debido a las grandes dimensiones de dovelas (32 m de ancho) y al gran tonelaje que presentan.

Antes del izado de dovelas, las zonas de enganche de cableado son nuevamente inspeccionadas de manera visual.

Tras la maniobra de izado, colocación y soldadura, se realiza la inspección de las costuras de unión en los mismos porcentajes y tipos de ensayo. A su vez, se inspeccionan las zonas con afección de los enganches, y zonas adyacentes a las costuras de unión, al menos hasta el primer diafragma a cada lado de la unión de dovelas, esto es, 2 m en muchos de los casos. Por lo tanto, se inspecciona la unión de dovelas y todas las soldaduras adyacentes o que han participado en la maniobra de izado. La inspección se realiza después de soldadura con la finalidad de detectar en un primer momento la idoneidad de las uniones. Sin embargo, la inspección definitiva y certificable se realiza pasadas 16 h desde el momento de la soldadura.

Todo el sistema de inspección, tal y como se ha reflejado, establece un umbral muy elevado de examen, más allá del habitualmente establecido en puentes más convencionales.

3.4. Asesoría técnica y toma de soluciones según resultados de inspección

En el caso de detectarse indicaciones repetitivas o que por su naturaleza presenten cierta complejidad debido a la ubicación, espesor de chapas u otros, se ha informado al coordinador de soldadura, quien, tras entrevistarse con el personal de inspección y soldadores, ha identificado la causa que ha provocado la indicación y, en colaboración con la obra, se ha analizado el plan de reparación, emitiéndose una instrucción detallada al respecto.

Desde este momento se realiza un seguimiento exhaustivo de la operación de resanado y soldadura. Una vez finalizada la misma, se realiza una nueva inspección con alcance del 100% de la zona en al menos 2 franjas horarias separadas mínimamente 24 h antes de la certificación de la soldadura.

Se ha mantenido comunicación permanente con el personal de inspección. Ello ha permitido detectar detalles comunes en las indicaciones, como pueden ser tipos de unión, zonas con temperaturas cambiantes, zonas de acceso dificultoso para el personal de soldeo y algunos puntos que han permitido adoptar medidas particulares enfocadas a la resolución de problemas y a la anteposición a problemas que pudieran surgir con el avance de obra en situaciones similares.

4. Asesoría técnica en el proceso constructivo e inspección

A modo de control del proceso de soldadura y metalurgia, el puente ha tenido asesoramiento técnico en todas las cuestiones que durante la fabricación metálica del tablero del tramo atirantado han surgido, dada la gran complejidad constructiva del puente. Cabe destacar que toda la asesoría que se ha realizado ha sido enfocada a la determinación de soluciones anteriores o

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 4. Ensamblado de mamparo de extremo en dovela tramo desmontable. Chapas de 200 mm de espesor y 500 t.

durante el proceso constructivo del tablero metálico y elementos auxiliares de izado de dovelas, en constante coordinación con la obra.

Es un puente de 40.000 t de acero en el tramo atirantado y en él está involucrado mucho personal de soldadura en puntos diferentes y distantes. Mantener el objetivo de que las soldaduras se realicen con el mismo umbral de calidad, ya sea en el taller, en la campa de montaje (fig. 4) o en altura hace, que la asesoría técnica sea considerada parte integral del control de la estructura metálica. Para ello, el puente ha tenido el apoyo de un trabajo en constante colaboración con los departamentos de calidad, oficina técnica y producción en este sentido. Esta es una de las razones por las que ha existido la figura de un coordinador de soldadura cualificado.

En este sentido se ha trabajado en constante colaboración con los departamentos de calidad, con la oficina técnica y con producción sobre el análisis de planos constructivos, los detalles de soldadura y en qué momento pueden inspeccionarse, valorando la idoneidad de este punto y tomando medidas o cambiando fases constructivas.

La realización de ensayos de las chapas antes de su uso y la emisión de una valoración del resultado, y no un resultado como tal, han permitido centrar en qué soldaduras y de qué manera podían aparecer indicaciones en el caso de no aplicarse las medidas ya establecidas en el manual general de soldadura.

Se ha trabajado en constante colaboración con los departamentos de calidad, oficina técnica y producción en este sentido.

Un claro ejemplo, como otros muchos, podría ser la soldadura de cuñas de apoyo para los neoprenos. Se han unido chapas de gran espesor en unión en ángulo. Este tipo de uniones son susceptibles de presentar indicaciones lineales, como ocurrió en algún caso.

En este puente hay que considerar el hecho de que las cuñas estaban colocadas en la parte inferior del tablero, formándose en esa zona —debido a las grandes dimensiones y a la forma geométrica de las dovelas— grandes corrientes de aire en los días ventosos. El aire podría provocar un enfriamiento brusco de la soldadura y de las zonas adyacentes. Este punto, unido a que el acero debe ser precalentado (tabla 4) al objeto de prevenir precisamente un enfriamiento rápido de la soldadura, debía ser de especial vigilancia durante la realización de soldaduras.

Tabla 4
Temperaturas de precalentamiento de chapas (Manual General de Soldadura)

Espesor de chapa (mm)	Precalentamiento	Temperatura (°C)
≤ 38	Sí	$\geq 20\,°C$
$38 < e \leq 65$	Sí	$\geq 65\,°C$
$e > 65$	Sí	$\geq 110\,°C$

La inadecuada protección frente al viento en un momento puntual y un precalentamiento poco eficaz provocaron indicaciones en el borde de soldadura.

Puesto y que el conocimiento de la situación que podía generarse era algo ya estudiado, la solución se aplica de manera rápida y eficaz, dotando a las cuñas de una mejora en la protección ambiental y con el establecimiento de un precalentamiento más efectivo y de secuencias de soldadura que permitan compensar los gradientes térmicos.

4.1. Análisis y resolución de no conformidades

Se han analizado todas las no conformidades de origen técnico en el tablero metálico. El umbral de análisis, tal y como ha quedado establecido en la parte de ensayos de materiales, es aquella en la que una no conformidad en soldadura no tiene como origen la calidad del material.

Esto ha resultado de gran ayuda a la hora de evaluar causas, puesto que por lo antes mencionado, y en aplicación del Manual General de Soldadura en su apartado de coordinación y comunicación, las incidencias se han centralizado con gran eficacia y evaluado con criterios claramente definidos, al contrario que en la construcción de puentes de menor envergadura, en donde, en muchas ocasiones, este cauce en la coordinación, evaluación y comunicación no está implantado.

Este hecho ha dado lugar a la resolución efectiva de todas las no conformidades, y que en la aplicación de las medidas resolutivas indicadas en la propia no conformidad se han resuelto todos los casos de manera rápida y eficaz.

4.2. Acompañamiento a reuniones

La presencia de un coordinador de soldadura ha posibilitado que el mismo haya estado presente en reuniones internas de la obra en calidad, producción, oficina técnica y particulares con la jefatura de obra, lo que, unido al conocimiento particular de la obra adquirido mediante los ensayos y el análisis de inspecciones realizados, ha posibilitado la obtención del coordinador de una visión global y objetiva de la fabricación de la estructura metálica y de la soldadura en concreto.

Fruto de ello, ha sido posible participar de forma activa en las propias reuniones, asesorando en todos los aspectos constructivos que pudieran incidir en una mejora de la calidad de las uniones del tablero, tanto en obra como en los propios talleres fabricantes, en donde se han despejado dudas y dado apoyo técnico.

Este modelo de trabajo se integra en una estructura singular como la de este u otros puentes de similares características, pero

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

no en puentes de fabricación menos singular o de dimensiones más reducidas.

4.3. Otros procedimientos de inspección singular

4.3.1. Inspección de zonas críticas en pórticos de izado y mamparos de extremo del tramo desmontable

El tramo desmontable del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz presenta una maniobra de izado de gran complejidad [2].

El tramo desmontable se ha fabricado en campa de montaje y es trasladado en una embarcación a través del mar hasta el punto de izado.

Una vez en su sitio, dos pórticos de izado que han sido fabricados ex profeso sobre las pilas 9 y 10 son los encargados de izar el tramo de 4.000 t hasta su punto de colocación.

Los servicios técnicos de la UTE tienen perfectamente definidos cuáles son los puntos concentradores de tensión durante la maniobra.

En este momento, y junto con los propios servicios técnicos de la UTE, se prepara y emite un protocolo de inspección de soldaduras y chapas en las zonas marcadas por los propios puntos ya mencionados.

Se trata de realizar una parada en el momento en que la maniobra se encuentra al 80% de carga en los mamparos de los extremos del tramo desmontable, que es desde donde se engancha el cableado de izado y los pórticos de izado colocados en lo alto de las 2 pilas mencionadas. Al 100% de la aplicación de la carga el tramo desmontable despegará de la embarcación.

Es esta una parada que exige la mayor eficacia posible en la inspección, que tiene que resultar garante de la rápida detección y acción de cualquier tipo de indicación.

La inspección se realiza de manera visual, revisándose soldaduras, tornillería, chapas, bulones y todo elemento expuesto a carga crítica en la maniobra.

Al objeto de realizar una inspección detallada, se colocan 3 personas por cada extremo del tramo desmontable. Dos personas se sitúan en lo alto de la pila, concretamente en el pórtico de izado.

Una persona está en el extremo del tramo desmontable, esto es, en la embarcación.

La inspección es realizada por 6 personas. Se dispone un inspector de soldadura cualificado como nivel 3 al objeto de realizar la inspección visual de soldaduras en la zona de mamparo y poder realizar algún otro ensayo en el caso de ser requerido por el coordinador del grupo de inspección.

Antes de la maniobra de izado, se hace entrega a cada operario encargado de realizar la inspección del material necesario para poder llevar a cabo la misma con garantías. Se entregan los planos de la zona en la que cada operario tiene que actuar, marcándose claramente cuáles son los puntos a inspeccionar, así como todas las herramientas de control necesarias.

A la hora de realizar la entrega de los materiales de inspección, todos los operarios han recibido una formación específica de los elementos que cada persona designada debe inspeccionar, así como de las particularidades de la inspección.

Siendo la parada durante la maniobra y al 80% de carga, hay que considerar una inspección rápida y eficaz. Por ello se establece un flujo de responsabilidades operativas y de comunicación, estando en este punto de la maniobra junto con el jefe de la maniobra de izado, a quien se comunicará el resultado de la inspección.

4.3.2. Protocolo de atornillado e inspección

Conjuntamente con los servicios técnicos de Dragados SA se ha elaborado un procedimiento sobre el sistema de atornillado de elementos en obra.

Los elementos atornillados forman parte de los medios auxiliares de izado de dovelas [3].

En el procedimiento se identifican los puntos de atornillado y se esquematizan los conjuntos tornillo, arandela y tuerca de cada uno de ellos. El almacenamiento, el control y la identificación de los pack y la custodia han sido controlados desde el umbral de un uso adecuado y efectivo de los mismos.

En el procedimiento se tiene en consideración de la misma manera el sistema o método de atornillado, el uso de llaves dinamométricas o elementos de fijación por presión, limpieza y estado de engrase que debe de presentar el pack de tornillería, aplicación del par de apriete, marcado de los tornillos y comprobación posterior del par con su posterior marcado.

Antes de la puesta en práctica del procedimiento se ha impartido una formación específica teórico-práctica a todo el personal implicado en las maniobras de atornillado.

4.4. Determinación de la clasificación del ambiente dentro del tablero metálico

El puente sobre la Bahía de Cádiz ha sido sometido a un estudio cuyo objetivo es el de confirmar la clase de exposición relativa a la corrosión a la que está sometida la superficie del acero en el interior del tablero.

El pliego de prescripciones técnicas particulares especifica un sistema de pintado del tablero para un ambiente clasificado como C4, Ambiente Marino con Alta Salinidad S/UNE EN ISO 12944-1.

Para la realización de ensayos que nos permitan confirmar esta clasificación dentro del tablero, se siguen las indicaciones de las normas UNE EN ISO 12944-2 e ISO 9226. El método preferente para determinar la categoría de corrosividad atmosférica consiste en exponer una probeta normalizada durante un año a las condiciones reales a las que va a estar sometida la parte correspondiente de la estructura y, una vez transcurrido ese año, hacer una serie de ensayos para evaluar la pérdida de espesor o masa de dicha probeta. Los resultados serán contrastados según la norma ISO 9223.

Hay que tener en consideración el hecho de que la zona marítima del puente puede estar clasificada como C4, pero desconocemos hasta su construcción la clasificación del interior del puente.

El ensayo comienza en abril de 2014 y finaliza en abril de 2015.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

También se someten probetas adicionales al objeto de ser evaluadas a los 3 y 6 meses y poder ver a modo orientativo la progresión de la corrosión, si la hubiere.

La colocación de probetas se realizó en diferentes puntos del interior del tablero, en dovelas entre las pilas 7 y 8, zona cajón central y zonas laterales y en el tramo atirantado de la pila 13, cajón central y laterales.

Se realiza un diseño y fabricación de diferentes expositores en donde se colocarán las muestras a ensayar para la posterior fabricación y colocación de probetas.

Tras fabricar las probetas, de composición química y dimensiones normalizadas según norma, se procede a su colocación y posterior seguimiento.

Las muestras son analizadas posteriormente en nuestros laboratorios y sus resultados nos permiten clasificar el interior del tablero metálico del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz con una categoría de corrosividad de C2, correspondiente a un ambiente de baja corrosividad.

Por lo tanto, la aplicación interior de una protección superficial del acero en cumplimiento con lo exigible en una clasificación C4 es satisfactoria en aras de protegerlo de efectos corrosivos adversos.

4.5. Algunos análisis de elementos durante el montaje

Al igual que en toda fabricación de estructuras, más con la singularidad que presenta la estructura metálica del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, durante las labores de uso y montaje de elementos alguno sufrió algún tipo de rotura o daño.

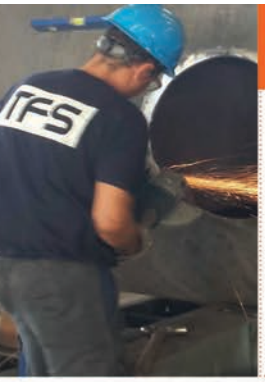
En todos los casos, el número de estos elementos ha resultado muy reducido en comparación con el volumen de elementos existentes en la obra. Se han analizado muestras con defecto y se han determinado las causas del daño, emitiéndose una Nota Técnica de causas y acciones a acometer.

Bibliografía

[1] J.M. Gomá, R. Reyes Cadenas, Sistema de aseguramiento de calidad en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 273–276.

[2] A. Martínez Cutillas, F. Espinosa de los Monteros Churruca, El tramo desmontable del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 209–219.

[3] J.L. Castro Rubal, J. de los Rios de Francisco, J. Arroyo Márquez, J.L. Salamanca García, Medios auxiliares empleados en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 173–183.



Equipos y depósitos

· Equipos a presión (calderines, colectores, acumuladores).
· Tanques de taller, hasta 5 m. de diámetro.
· Columnas depósitos horizontales.
· Intercambiadores.

tfsm
Proyectos y Fabricaciones Metalúrgicas

Calderería media

· Conductos de circulación de gases.
· Líneas de tubería de gran diámetro.
· Piezas especiales en instalaciones (Reducciones, injertos, codos, pantalón, etc...)
· Tolvas y silos de almacenamiento.
· Vigas armadas.

Talleres TFSM desarrolla todo tipo de **proyectos de fabricación para los principales sectores** de la actividad industrial, en el ámbito de manejo y almacenamiento de sólidos y en calderería, realización de estructuras metálicas, pasarelas, puentes,....

En Talleres TFSM contamos con dos centros de trabajos estructurados de forma que se pueda ofrecer un **sevicio integral y especializado con los mejores resultados** de la mano de **personal especializado**.

ISO 9001 BUREAU VERITAS Certification
ISO 18001 BUREAU VERITAS Certification
ISO 14001 BUREAU VERITAS Certification

Estructuras y Caldedería pesada

· Puentes, pasarelas y viaductos.
· Estructuras industriales.
· Edificación.
· Estructuras Auxiliares.
· Estructuras atornilladas.
· Estructuras de geometría variable.

marg grupo

Equipos de sólidos

· Transportadores.
· Equipos de reciclado autónomo.
· Alimentadores.
· Decantadores Cribas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

SARENS

NOTHING TOO HEAVY, NOTHING TOO HIGH

Puente La Pepa: Traslado marítimo tramo desmontable. Barcaza JAN (100x33x7,6 m) para 5.000 T incluyendo vano de 150 m, carros y vigas de transporte.

La Pepa Bridge: Sailing of the removable span. Barge JAN (100x33x7,6 m) up to 5.000 T including 150 m span, SPMTs, and transport beams.

Sarens is the market reference in moving oversize cargo all around the world. With a presence in over 60 countries, Sarens counts 4.500 strong in its mission to be the global leader and market reference in crane rental services, heavy lifting, and engineered transport worldwide.

Our success lies in the fundamental principles of good operation, efficiency, tailored approaches to individual customer needs, and the provision of simple solutions to complex tasks.

Above all, we provide the ideal combination of cutting edge technical equipment and top professionals who enable us to actively contribute to the sound delivery of our clients' projects. Our over 60 years of experience are the quality guarantee we offer.

Sarens es el principal referente en el movimiento de cargas pesadas. Con presencia en más de 60 países, Sarens cuenta con un equipo de 4.500 profesionales que tienen como misión ser la referencia y líder mundial en el alquiler de grúas, movimientos de cargas pesadas y transportes especiales.

Nuestro éxito se basa en los principios fundamentales de la buena ejecución, la eficiencia, la capacidad de adaptarse a las necesidades individuales de nuestros clientes y el desarrollo de todo tipo de soluciones para los más complejos montajes.

Disponemos de un extenso y moderno parque de maquinaria, además de los mejores profesionales con amplia experiencia internacional. Nuestros más 60 años de experiencia son la mayor garantía de calidad que ofrecemos a nuestros clientes.

sarens group

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):245–253

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Ensayos de viento para el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Wind studies for the Constitución de 1812 Bridge over Cadiz Bay

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez [a,*], Miguel Ángel Astiz Suárez [b], Svend Ole Hansen [c], José María Terrés Nícoli [d] y José Meseguer Ruiz [e,†]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, APIA XXI-LB IDC, Universidad de Cantabria, Santander, España*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Carlos Fernández Casado SL, Madrid, España*
[c] *PhD Wind Engineering, M.Sc. Civil Engineer, Svend Ole Hansen ApS, Copenhague, Dinamarca*
[d] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Oritia & Boreas, Universidad de Granada, Granada, España*
[e] *Dr. Ingeniero Aeronáutico, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España*

Recibido el 10 de diciembre de 2015; aceptado el 20 de abril de 2016
Disponible en Internet el 10 de junio de 2016

Resumen

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ha sido objeto de estudios y ensayos de viento propios de un puente de esta naturaleza, según las metodologías más avanzadas entre las que comprende el estado del arte. Se han realizado ensayos aeroelásticos en túnel de viento de capa límite de modelos de puente completo y durante las fases constructivas, no observándose riesgos de inestabilidades para las velocidades de cálculo consideradas. Igualmente se realizaron ensayos seccionales estáticos y dinámicos, así como un estudio exhaustivo de la acción del viento sobre los vehículos que han permitido, entre otros, cuantificar los efectos favorables para el tráfico de la presencia de la pantalla antiviento.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Aeroelasticidad; Túnel de viento; Acción del viento sobre el tráfico; Pantalla antiviento

Abstract

The 1812 Constitution Bridge over the Cádiz Bay has been subjected to several wind studies and tests using the most advanced methodology and techniques that the current state of the art allows. Full aeroelasticity tests in a boundary layer tunnel have been carried out, taking into account the whole configuration of the bridge during the in-service state, and also considering the most critical stage during the construction. No risk of aerodynamic instability has been found for the design wind speed. Furthermore, static section model tests for determination of static load coefficients for drag, lift and moment, and dynamic section model tests for simulation of the vertical and torsional vibrations of the bridge induced by vortex shedding and buffeting were also carried out. An exhaustive tests program was also developed to investigate the wind action on reference vehicles, evaluating the good performance of the windshield.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Aeroelasticity; Wind tunnel; Wind action on traffic; Windshield

* Autor para correspondencia.
Correos electrónicos: oramos@apiaxxi.es, oramos@louisberger.com (Ó.R. Ramos Gutiérrez).
† .

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.04.007
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

1. Introducción

En los puentes de luces medias y grandes es frecuente que el modo de vibración de flexión lateral del tablero se sitúe como uno de los modos principales (si no el fundamental) del puente, pudiendo movilizar cargas horizontales de viento significativas [1].

Es este uno de los primeros motivos por los que, desde una etapa temprana, la preocupación en la mejora del comportamiento dinámico es una de las tareas principales del diseño de puentes atirantados o colgantes de similar naturaleza al que nos ocupa. Así, se busca reducir el coeficiente aerodinámico de arrastre del tablero con actuaciones tales como reducir su canto efectivo, cuidar las formas de los ejes de ataque o, incluso, el detalle de los mismos.

Igualmente, se persigue preservar la rigidez torsional del conjunto de la estructura, y mantener la debida separación entre las frecuencias de torsión y flexión vertical. De esta forma se puede asegurar que la inestabilidad a aleteo se alcance para velocidades de viento superiores a las de diseño para estados límites últimos.

En este sentido se puede observar también una tendencia en los puentes actuales de grandes luces a diseñar tableros formados a partir de varios cajones en los que la separación hueca entre los mismos es calibrada para una mejor aerodinámica, o apéndices de cuerpos fuselados en los extremos para mejorar la estabilidad aerodinámica.

Si bien los modelos numéricos y la capacidad de cálculo han avanzado notablemente en los últimos años, es preciso el estudio detallado de la interacción dinámica fluido-estructura mediante modelos físicos. Esto es así fundamentalmente debido al notable efecto de la turbulencia atmosférica en la interacción con estas infraestructuras de marcada tridimensionalidad y envergadura. La calibración fiable de los modelos de turbulencia numéricos precisa un conocimiento o validación de la física de los mecanismos de la interacción dinámica responsables de los diversos fenómenos aeroelásticos. Así, la metodología fundamental de estudio de los efectos del viento en puentes como este se fundamenta en un programa experimental [2].

El estudio de los efectos del viento debe abarcar, por un lado, la determinación de cargas estáticas equivalentes distribuidas para el diseño y, por otro, la evaluación de la estabilidad global aerodinámica frente a fenómenos aeroelásticos. Estos últimos incluyen la vibración inducida por vórtices en sus distintos modos, el galope, la divergencia torsional y el aleteo, todos ellos relativos al puente en su globalidad o a elementos específicos. Los tirantes, por ejemplo, requieren un estudio específico con respecto al galloping en seco y combinado con la acción de la lluvia, la interferencia de estela y la propia excitación paramétrica a través de la excitación del tablero y las torres [3].

Finalmente, y dado el emplazamiento concreto de este puente en zona de exposición abierta y a una gran altura sobre el agua, se deberá tener en cuenta el efecto del tráfico modificando la propia aerodinámica del tablero, así como la acción del viento afectando a la seguridad y confort de los conductores que transitan por el puente.

En el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz se ha llevado a cabo un estudio de los efectos del viento fundamentado en los ensayos de un modelo seccional y un modelo aeroelástico completo. Los detalles de cada estudio se describen más adelante.

2. Estudios de viento realizados en la fase de redacción de proyecto

Los ensayos planteados durante la fase de proyecto estuvieron encaminados a conocer los aspectos más relevantes del comportamiento del puente frente al viento. Estos incluyeron la determinación de las acciones aerodinámicas sobre el tablero, la investigación de posibles problemas de inestabilidad aeroelástica y la seguridad del tráfico rodado bajo la acción del viento lateral y, por consiguiente, la eficacia del sistema de barreras antiviento proyectado. Los ensayos se llevaron a cabo en las instalaciones del Instituto Ignacio da Riva, dependiente de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Los ensayos se realizaron sobre un modelo seccional a escala 1/60, con una longitud equivalente a 57 m en el prototipo. El modelo se construyó en torno a un bastidor de madera muy aligerado, de tal manera que se pudiera posteriormente ajustar la masa y la inercia del modelo respetando las escalas de semejanza. En la figura 1 se muestran diversas fases de la construcción del modelo, así como el modelo terminado incluyendo las placas de los extremos, que se colocan para asegurar un flujo bidimensional alrededor de la maqueta.

Los ensayos planteados a nivel de proyecto se describen en la tabla 1.

Los coeficientes aerodinámicos están en todos los casos referidos a la anchura, B, del puente (34,8 m en el caso de los ensayos de proyecto) y a dos sistemas de ejes alternativos, los definidos por la dirección del viento y los definidos por la maqueta, tal como muestra la figura 2. La variación de los distintos coeficientes aerodinámicos en función del ángulo de ataque se muestra en la figura 3, correspondiente a la configuración con barreras.

La estabilidad del tráfico se estudió a través de un modelo de vehículo pesado dotado de 24 sensores de presión que permite medir distribuciones de presiones a lo largo de su superficie, e integrarlas para obtener acciones globales sobre el vehículo. Como consecuencia de estas medidas, se pudo evaluar el coeficiente de resistencia del vehículo frente al viento lateral en función de su situación en la sección transversal (barlovento o sotavento), y dependiendo de si hay barreras contra el viento o no. Los resultados se resumen en la tabla 2, en la que se puede apreciar la reducción importante de las cargas que se consigue gracias a la presencia de las barreras.

La determinación del número de Strouhal es importante en sí misma y porque permite identificar fenómenos de vibración causados por el desprendimiento de torbellinos. Esta determinación se llevó a cabo bajo la acción de un flujo con muy baja turbulencia y, posteriormente, en los ensayos dinámicos, se vigiló especialmente el rango de velocidades correspondiente al desprendimiento de torbellinos, no encontrándose en ningún

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

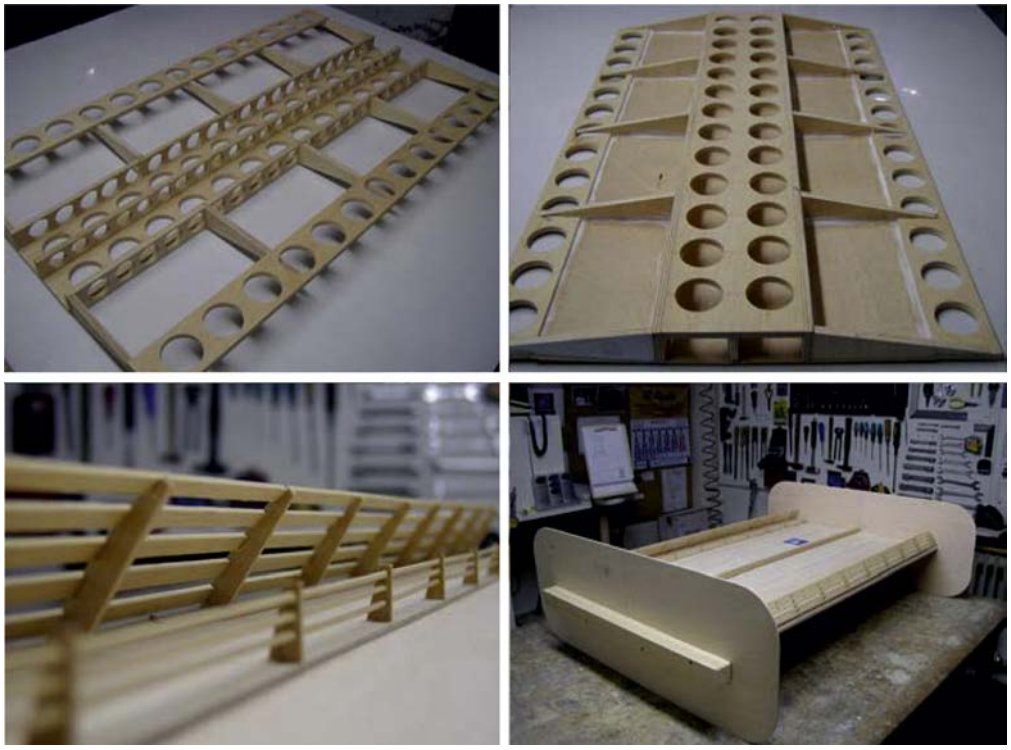


Figura 1. Maqueta del modelo seccional realizado en fase de proyecto.

Tabla 1
Ensayos seccionales planteados en fase de proyecto

Objetivo del ensayo	Configuraciones y ángulo de ataque	Tipo de ensayo
Determinación de los coeficientes aerodinámicos de la sección	Modelo de puente con y sin barrera (–6°/+6°)	Estático
Determinación de la carga de viento sobre el tráfico rodado	Modelo de puente con y sin barrera (0°)	Estático
Determinación del número de Strouhal de la sección	Modelo de puente con y sin barrera (0°)	Estático
Determinación de las fuerzas aerodinámicas no estacionarias y de las derivadas de estabilidad	Modelo de puente con y sin barrera (–6°, 0°, +6°)	Dinámico
Determinación de las velocidades críticas de flameo para las distintas configuraciones y para diversos valores del amortiguamiento estructural	Modelo de puente con y sin barrera (–6°, 0°, +6°)	Analítico (comparación con los resultados de los ensayos)
Análisis de sensibilidad a la turbulencia en cuanto a la estabilidad del modelo	Modelo de puente con y sin barrera (0°)	Dinámico

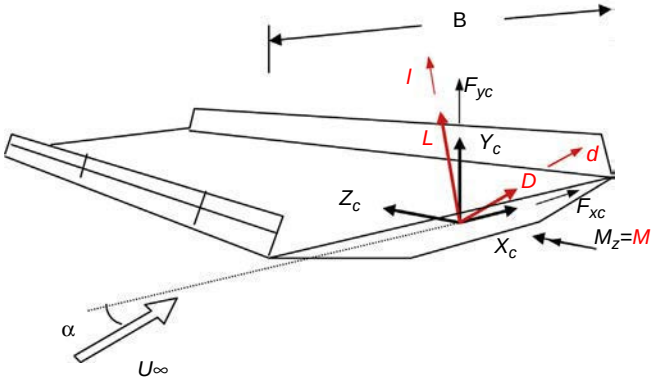


Figura 2. Definición de ejes y nomenclatura para la obtención de los coeficientes aerodinámicos.

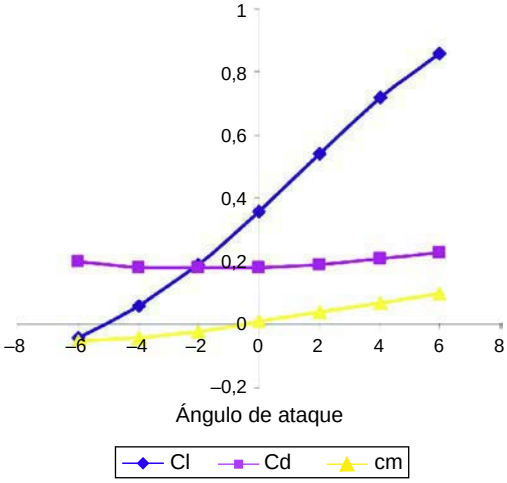


Figura 3. Coeficientes aerodinámicos con barreras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Tabla 2
Coeficiente de resistencia del vehículo frente al viento lateral

	Barlovento		Sotavento	
	Sin barreras	Con barreras	Sin barreras	Con barreras
C_d	1,78	0,42	1,14	0,41

caso episodios de vibración significativos. Ello es debido a que el número de Scrouton es elevado (superior a 100) y también, en cierto modo, a la forma aerodinámica del tablero. El valor del número de Strouhal se mueve para esta sección entre 0,13 para la configuración con barreras y 0,10 sin ellas.

Los ensayos dinámicos se llevaron a cabo montando la maqueta sobre un conjunto de muelles, de forma que se pudieran reproducir las frecuencias de vibración principales de flexión y torsión del tablero. Las ocho derivadas de estabilidad [4] se obtuvieron para las dos configuraciones (con y sin barreras) y para tres ángulos de ataque (–6°, 0° y +6°). Asimismo, en estos mismos ensayos se incrementó la velocidad del viento en el túnel hasta alcanzar condiciones de inestabilidad. La obtención de las derivadas de estabilidad permite también realizar un cálculo analítico de la estabilidad, de donde se puede obtener la velocidad crítica [2], que se puede comparar con la obtenida en el ensayo. Todos estos resultados se resumen en la tabla 3, en la que las velocidades críticas se han transformado a la escala del prototipo para una mejor comprensión. Los valores reales de las velocidades de inestabilidad son superiores cuando se considera el comportamiento tridimensional del puente, como se ha hecho en los ensayos que se describen a continuación.

3. Estudios de viento realizados en la fase de obra con la configuración final del puente

Tal como se ha descrito en el apartado anterior, los estudios de viento realizados durante la fase de redacción de proyecto no anticiparon ningún tipo de comportamiento anómalo del puente frente a la acción del viento.

En cualquier caso, la Dirección General de Carreteras estimó oportuno completar la información de proyecto con una campaña más exhaustiva de análisis y ensayos, realizados ya con la configuración finalmente construida de cada uno de los elementos del puente.

APIA XXI fue la empresa encargada de planificar y coordinar estos nuevos estudios, dentro de un contrato algo más amplio que engloba también la realización de diversos estudios estructurales y la redacción del plan de inspección y mantenimiento [5].

Los nuevos estudios de viento comprendieron las siguientes actuaciones:

- Ensayo en túnel de viento del modelo aeroelástico del puente completo (con configuración de máximo voladizo en construcción y configuración de servicio).
- Ensayo en túnel de viento del modelo de sección (estacionario y dinámico).
- Estudio en túnel de viento de la acción del viento sobre vehículos.
- Estudio de vibraciones en cables (desprendimiento de vórtices, galope, vibraciones inducidas por lluvia y viento, y excitación paramétrica).

Por su relevancia e interés trataremos de describir someramente en este artículo los ensayos realizados en túnel de viento.

3.1. Ensayo aeroelástico integral

El modelo aeroelástico se construyó a una escala de 1:265 respecto al prototipo. Los ensayos se llevaron a cabo en condiciones de flujo tridimensional de capa límite atmosférica en el Laboratorio BLWTL de la Universidad de Western Ontario (Canadá), y el trabajo fue desarrollado por el propio laboratorio BLWTL Oritia y Boreas (O & B).

El estudio recoge la siguiente información:

- Información de la estabilidad global del puente en condiciones de viento hasta alta intensidad y dirección variable para el puente completo y para una fase de construcción crítica seleccionada.
- Determinación de las características de la respuesta del modelo aeroelástico para viento turbulento tridimensional en un amplio rango de velocidades del viento.
- Definición del comportamiento del puente debido a la naturaleza turbulenta del viento (buffeting) en vientos consistentes para las condiciones esperadas en el sitio del proyecto.
- Determinación de la respuesta del puente para viento de baja turbulencia tridimensional con el fin de confirmar la posibilidad de formación de vibración inducida por desprendimiento de vórtices y la inestabilidad por aleteo (flutter) para el puente completo y para la fase de construcción en voladizo seleccionada.
- Análisis de la respuesta del puente para el puente completo y la fase de construcción en voladizo para vientos perpendiculares y esviados según el eje del puente.

3.1.1. Descripción del modelo

Tal y como se muestra en la figura 4, se ha ensayado un modelo a escala 1:265 de la parte atirantada del Puente sobre la Bahía de Cádiz, en concreto, el tramo de puente comprendido

Tabla 3
Velocidades de inestabilidad según los ensayos seccionales en fase de proyecto

Ángulo de ataque	–6°		0°		+6°	
Configuración	Sin barreras	Con barreras	Sin barreras	Con barreras	Sin barreras	Con barreras
U_{cr} calculada (m/s)	65,7	59,1	63,0	53,5	62,5	49,0
U_{cr} medida (m/s)	64,8	60,9	61,4	51,9	63,3	50,0

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

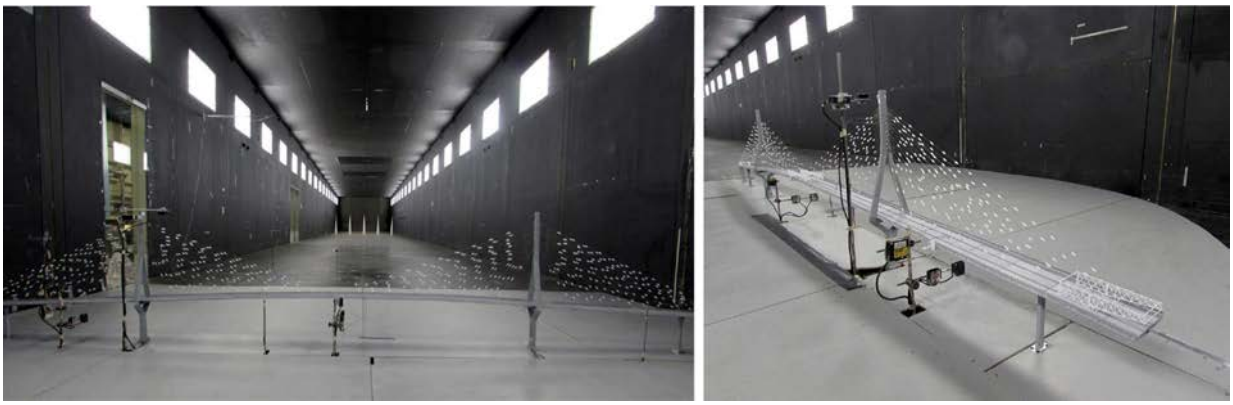


Figura 4. Maqueta para el modelo aeroelástico integral. A) Situación de servicio. B) Situación de construcción.

entre las pilas P10 y P15. En P15 se ha introducido una rigidez equivalente que simula la continuidad del puente hacia el tramo del hormigón.

El modelo consta, tanto en tablero como en mástiles, de una espina estructural central de aluminio cuya rigidez fue dimensionada y calibrada para simular el comportamiento de los distintos modos de vibración de flexión vertical, lateral y torsión. La espina estructural está recubierta modularmente para formar la geometría definitiva del puente, que es la que gobierna la aerodinámica de la estructura. La rigidez de los tirantes está simulada mediante micromuelles convenientemente calibrados.

Para obtener los resultados del ensayo, el modelo se encuentra instrumentado. La instrumentación consta de los siguientes tipos de sensores:

- Acelerómetros, tanto para medir aceleraciones verticales como rotacionales. Se instrumentan las secciones de centro de luz y 1/4 del vano central, el centro de luz del vano lateral y la cabeza de los mástiles.
- Galgas extensométricas. Permiten deducir los momentos flectores y torsores en las secciones instrumentadas. Se instrumentan las secciones de centro de luz y 1/4 del vano central, el centro de luz del vano lateral, así como los mástiles.
- Transductores de desplazamiento láser miniaturizados, que permiten medir flechas. Están ubicados en el centro de luz del vano central y lateral, y en cabeza de uno se los mástiles.
- Tubos de pitot, para determinar la velocidad del flujo del viento.

3.1.2. Configuraciones de ensayo

En cuanto al régimen del viento, se consideraron dos condiciones de flujo: una en la que se reprodujeron las condiciones de turbulencia y estructura especial (capa límite) esperadas en el sitio, y una segunda en la que se reprodujeron flujos de baja turbulencia adecuados para la identificación de posibles inestabilidades.

Igualmente, se analizaron cinco direcciones de viento: a) 90° (viento del Norte, perpendicular al eje del puente), b) 270° (viento del Sur, perpendicular al eje del puente), c) 0° (viento a lo largo del eje del puente proveniente del Este), d) 60° (viento del Noreste), y e) 300° (viento del Sureste).

En cuanto a la configuración del puente, los ensayos han sido realizados tanto para la situación de puente totalmente terminado en fase de servicio, como para la última fase de construcción (máximo voladizo del tablero antes del cierre en centro de luz), modelando también los propios carros de izado de dovelas (tal como se muestra en la figura 4).

A modo ilustrativo, en la figura 5 se muestran los resultados de los momentos en la sección de centro de luz del tablero en el vano atirantado según los 3 ejes coordenados (*lift*, *torque* y *drag*) para un ángulo de incidencia de 60°, en condiciones de alta turbulencia y capa límite atmosférica.

3.1.3. Conclusiones de los ensayos

A continuación describimos las principales conclusiones de los ensayos realizados:

Puente completo

- No se ha observado inestabilidad de flutter en ninguno de los ensayos realizados en baja turbulencia para la configuración de puente completo, hasta una velocidad media del viento a escala real a la altura del tablero de 91 m/s. Esto significa más de 1,5 veces la velocidad media horaria del viento de 55,3 m/s en la altura del tablero para un periodo de retorno de 100 años.
- No se observan inestabilidades de flutter ni vibración inducida por vórtices en la configuración de flujo esperada en el sitio, hasta una velocidad media horaria a escala real de 66 m/s a la altura del tablero.
- No se han encontrado picos de respuesta inducida por vórtices en ninguno de los ensayos realizados en baja turbulencia y para condiciones de flujo de capa límite atmosférica.
- La respuesta debida a la naturaleza turbulenta del viento (buffeting) resulta proporcional al nivel de intensidad de turbulencia. La respuesta en flexión lateral (arrastre) resulta proporcional a la componente longitudinal, mientras que la flexión vertical (sustentación) es proporcional a la componente vertical.
- Los ratios de amortiguamiento obtenidos para los modos fundamentales en la configuración de puente completo han sido de 0,10% y 0,40%. Estos valores se consideran inferiores, y por tanto conservadores, comparados con un valor de 0,8% que se

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

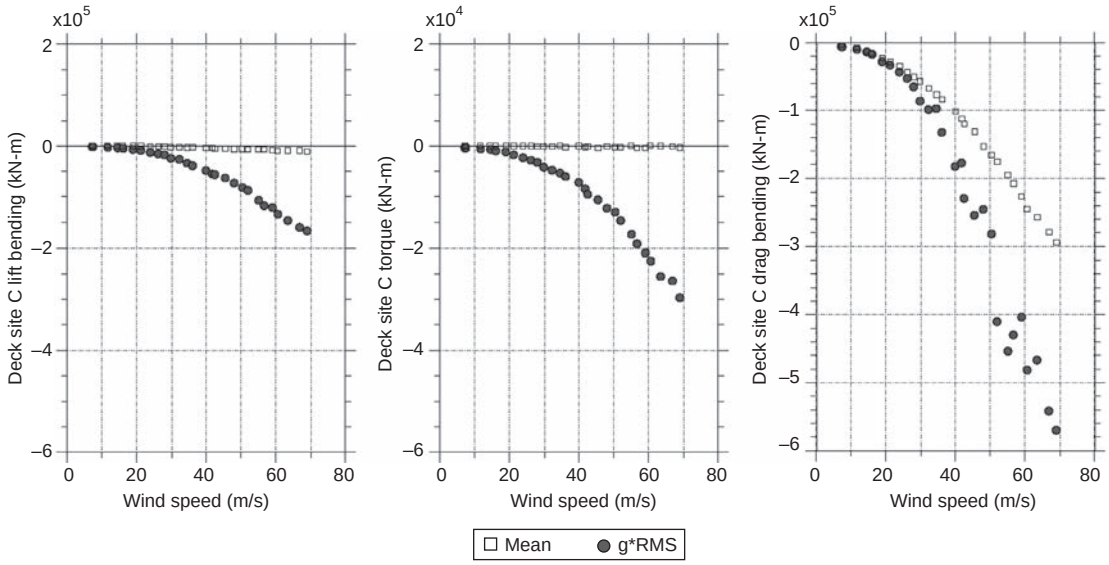


Figura 5. Resultados del modelo aeroelástico para la sección central del tablero del vano atirantado.

pudiera anticipar para una estructura como la del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.

Puente en fase de construcción

Los ensayos realizados no mostraron, igualmente, ningún signo de respuesta inducida por vórtices durante la fase crítica del proceso constructivo. Igualmente, la inestabilidad de flutter se situó muy por encima de las velocidades consideradas en el cálculo para periodos de retorno típicos de una fase constructiva.

3.2. *Ensayos seccionales*

Los ensayos en secciones en túnel de viento se llevaron a cabo en el túnel de capa límite de los laboratorios de Svend Ole Hansen Aps en Copenhague (Dinamarca). La escala del modelo es 1:50, siendo su longitud de 1,7 m. De esta forma, el ancho entre las 2 impostas es de 0,72 m y el canto, de 0,06 m. El modelo está construido con un emparrillado de aluminio constituido por perfiles cuadrados, lo que asegura la rigidez del modelo. Por otro lado, es posible añadir masa en el interior con el fin de calibrar las frecuencias de vibración vertical, torsional y vertical asimétrica.

Se han llevado a cabo tanto ensayos estáticos como dinámicos. Los ensayos estáticos sirven para determinar los coeficientes de arrastre, sustentación y vuelco, mientras que los dinámicos proporcionan resultados sobre las vibraciones causadas por desprendimiento de vórtices, buffeting o flutter [3].

Se han empleado dos tipos de tráfico, llamados tráfico A y B. La configuración A se emplea para la investigación sobre desprendimiento de vórtices, y está compuesta por una sucesión de vehículos de 16,6 m de largo y 3,85 m de alto, separados 2,5 m. La configuración B se emplea para los análisis estáticos y está compuesta por una sucesión alterna de vehículos de 16,6 m de largo y 3,85 m de alto, y vehículos de 11,9 m de largo y 3,05 m de alto.

3.2.1. *Ensayos estáticos*

En los ensayos estáticos, realizados en condiciones de flujo turbulento con intensidad del 11-13%, se han determinado los coeficientes de arrastre C_D en la dirección del viento, de sustentación C_L perpendicular a la dirección del viento y de vuelco C_M bajo las configuraciones indicadas en la tabla 4.

Los resultados de los coeficientes estáticos medios medidos en los ensayos para la configuración S1 se muestran en la figura 6. Igualmente, la tabla 5 muestra los resultados máximos en el entorno de ángulos de incidencia entre –2° y 2°. Los valores de los coeficientes de sustentación y de vuelco están escalados con respecto a la anchura del puente (34,3 m), mientras que los coeficientes de arrastre están escalados con respecto al canto del tablero (3,0 m).

3.2.2. *Ensayos dinámicos*

En la tabla 6 se indican los ensayos dinámicos realizados en el modelo seccional.

En la configuración B1 se escogen los dos primeros modos de torsión y flexión vertical, y en la configuración B2, los siguientes modos de torsión y flexión vertical.

Los ensayos muestran que la sección del puente es estable para velocidades de hasta 60 m/s para el ratio de frecuencias de los modos 9 y 3 (primeros modos de torsión y flexión vertical), y de hasta 72 m/s para el ratio de frecuencias de los modos 13 y 8 (siguientes modo de torsión y flexión vertical).

Tabla 4
Ensayos seccionales estáticos realizados sobre la configuración final del puente

Ensayo	Configuración	Tráfico	Ángulo [°]
Coeficientes de carga estáticos	S1	Sin tráfico	0, ±1, ±2, ±4, ±6, ±8, ±10
	S2	Tráfico B	0, ±1, ±2, ±4, ±6, ±8, ±10

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

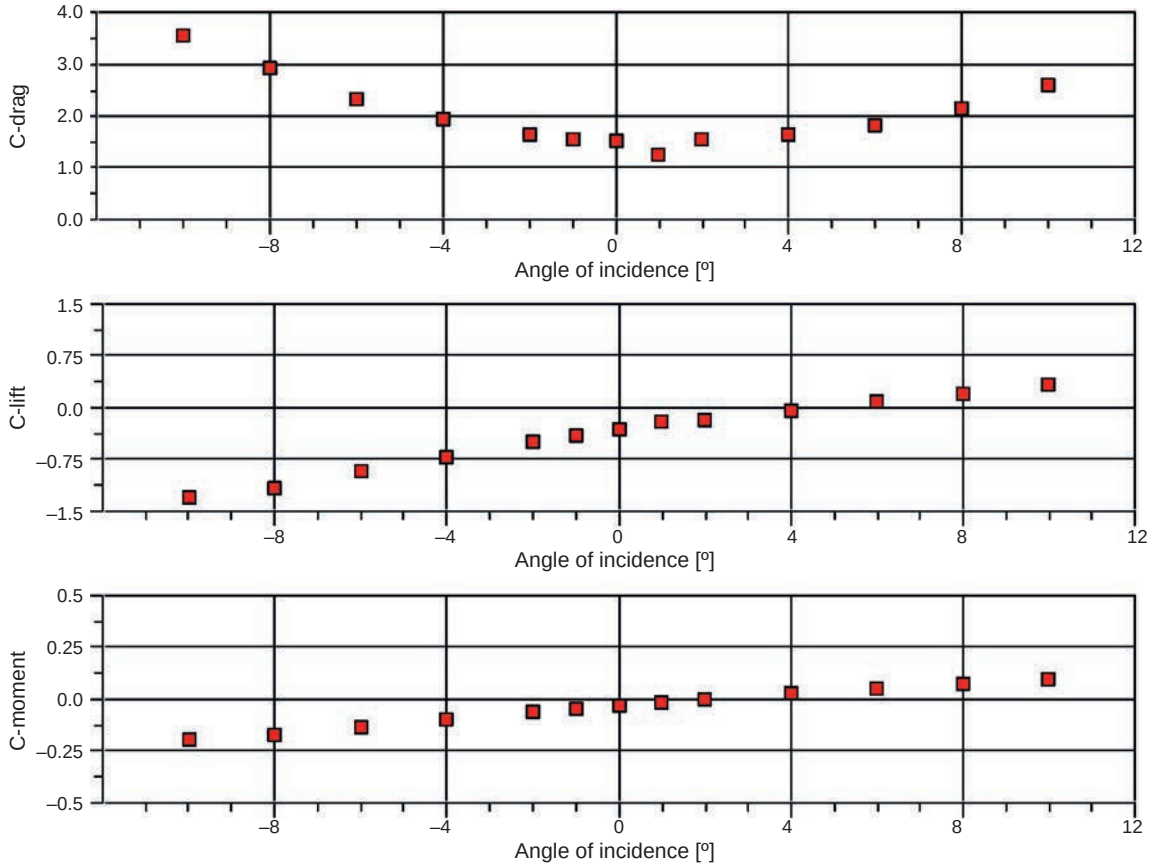


Figura 6. Coeficientes aerodinámicos según los ensayos seccionales con la configuración final del puente para la configuración S1.

Tabla 5
Coeficientes aerodinámicos según los ensayos seccionales con la configuración final del puente

Configuración	Arrastre, C_D	Sustentación, C_L	$dC_L/d\alpha$	Vuelco, C_M	$dC_M/d\alpha$
S1	1,642	–0,501	7,191	–0,059	1,142
S2	1,861	–0,416	6,105	–0,063	0,667

Igualmente, se deduce a partir de los ensayos realizados que para velocidades inferiores a 65 m/s no se producen inestabilidades por flutter.

Asimismo, los ensayos muestran que las vibraciones inducidas por desprendimiento de vórtices no afectan a la sección del puente con todo tipo de barreras y pantallas antiviento, y con un decremento logarítmico por debajo de 0,8% para vibraciones verticales, y en el rango de 1,1 a 1,3% para vibraciones de torsión.

Tabla 6
Ensayos seccionales dinámicos realizados sobre la configuración final del puente

Ensayo	Configuración	Tráfico	Ángulo [°]
Buffeting/flutter	B1	Sin tráfico	0, ±3
	B2	Sin tráfico	0, ±3
Vibración inducida por vórtices	V1	Sin tráfico	0
	V2	Tráfico A	0
	V3	Tráfico B	0

3.3. Estudio de la acción del viento sobre los vehículos

Se han realizado estudios en túnel de viento para caracterizar la acción del viento sobre los vehículos, partiendo del mismo modelo utilizado para los estudios seccionales, y con la configuración final realmente construida de la pantalla antiviento.

Uno de los principales objetivos de este ensayo es caracterizar el efecto favorable que ofrece la pantalla antiviento para la seguridad y confort del tráfico. El uso de pantallas antiviento, si bien aún no está totalmente generalizado, sí está suficientemente extendido y recomendado para el caso de puentes situados en zonas con una gran exposición al viento como la que nos ocupa. En este caso, tal como puede verse en la figura 7, la pantalla es una estructura metálica formada por postes verticales separados cada 5 m y cinco lamas horizontales distribuidas de forma equidistante a lo largo de la altura de los postes. Los postes están conformados mediante perfiles en T, y las lamas son perfiles tubulares rectangulares de 300 × 100 mm. La altura total de la pantalla antiviento es de aproximadamente 3,0 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

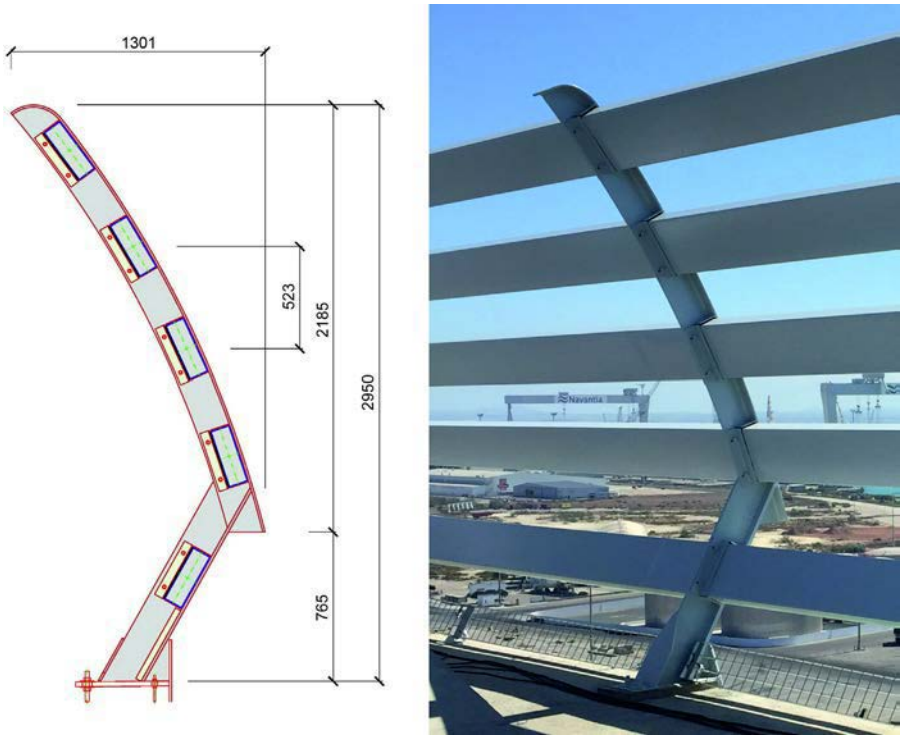


Figura 7. Pantalla antiviento.

Los ensayos en túnel de viento se han realizado para cuatro tipos de vehículos (camión articulado, camión ligero, coche y motocicleta), tanto para la configuración de puente sin pantalla como para la configuración de puente con pantalla antiviento, lo que permite evaluar la influencia relativa de dicho elemento sobre el tráfico. Los vehículos se han dispuesto en seis carriles de tráfico distintos, para observar también la influencia de la distancia del vehículo con respecto a la pantalla antiviento. Tal como se aprecia en la figura 8, se ha evaluado también la influencia que las torres pueden tener en la acción del viento de los vehículos, posicionando los vehículos a distintas distancias de la torre.

Los resultados indican claramente que la línea de tráfico más próxima a la pantalla experimenta los mayores esfuerzos horizontales. Asimismo, como era de esperar, la pantalla antiviento se muestra bastante eficaz a la hora de disminuir la exposición de los vehículos frente al viento, con reducciones en torno al 35-60% en relación con los ensayos realizados sin pantalla.

En cuanto a la influencia de las torres en la acción del viento sobre los vehículos, los resultados muestran, como era previsible, que cerca de los bordes de la torre la velocidad del viento se amplifica, provocando mayores fuerzas horizontales sobre los vehículos. En cualquier caso, la presencia de la pantalla antiviento hace que la fuerza máxima sobre el coche no sea

Figura 8. Maqueta de modelo seccional. Estudio de influencia de las torres en la acción del viento sobre los vehículos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

mayor que el caso patrón de puente sin pantalla antiviento ni presencia de torre.

Los resultados de estos ensayos están siendo tenidos en cuenta dentro del programa de gestión operacional del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, y son de gran utilidad en la determinación de los niveles de alerta por viento que permiten garantizar el adecuado confort en la conducción de los usuarios de esta vía, tal como se hace en puentes de similar envergadura [6,7].

Bibliografía

[1] European Committee for Standardization, Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-4: General actions — Wind actions, Ref. N.º. EN 1991-1-4:2005: E, Brussels, Belgium, 2005.

[2] Wind Tunnel Testing: A General Outline, The University of Western Ontario, Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory General Outline Report, May 2007.

[3] C. Dyrbye, S.O. Hansen, Wind Loads on Structures, Wiley & Sons, 1997.

[4] R.H. Scanlan, J.J. Tomko, Airfoil and bridge deck flutter derivatives, Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE 97 (6) (1971) 1717–1737.

[5] A. Catillo Linares, O.R. Ramos Gutiérrez, M.A. Díaz García, M.J. Pantaleón Prieto, Aspectos generales y casos concretos de los trabajos de supervisión estructural del proceso constructivo y medios auxiliares del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 66 (276) (2015).

[6] E. Delwik, J. Mann, G. Rosenhagen, Traffic restrictions due to wind on the Fehmarn Belt Bridge, Risø National Laboratory, 2005.

[7] Forth Road Bridge, Wind and weather [online], Disponible en: http://www.forthroadbridge.org/travel/wind-and-weather/.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

ORITIA & BOREAS

Wind Engineering

MONITORIZACIÓN

PESADO DOVELAS
IZADO DOVELAS
CARRO DE ALAS
VIBRACIONES
VIENTO

Análisis aeroelástico del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz

Oritia & Boreas es una Spin Off de la Universidad de Granada y socio tecnológico oficial de Western University (Canadá). Ofrece consultoría avanzada de los efectos del viento, soluciones de control y monitorización en estructuras.

SERVICIOS QUE OFRECEMOS

INGENIERÍA DEL VIENTO

CONTROL Y MONITORIZACIÓN DE ESTRUCTURAS

MODELADO METEOROLÓGICO OPERACIONAL

ORITIA & BOREAS
Wind Engineering

www.oritiayboreas.com | info@oritiayboreas.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/1

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):255–260

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Control operativo frente a los efectos del viento en la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Operational wind clima control for the construction of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

José María Terrés-Nícoli [a,b,*] y Christian Mans [b]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E.T.S de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Granada, Granada, España*
[b] *Dr. Ingeniero Civil, Oritia & Boreas Wind Engineering, Granada, España*

Recibido el 10 de diciembre de 2015; aceptado el 13 de abril de 2016
Disponible en Internet el 20 de mayo de 2016

Resumen

Este puente es un ejemplo de proyecto en el que la acción del viento se convierte en una variable determinante de los estados límite de operación durante la construcción, así como de diseño último y de servicio. Para el adecuado diseño y control de estos estados se hace necesaria la implementación de un modelo de clima de viento de alta resolución. Estos modelos permiten el reanálisis histórico, para un mejor ajuste de la ley de probabilidad que determina las velocidades de diseño, así como su uso en modo operacional para la predicción de las condiciones en construcción. La calibración de este modelo y el control de las operaciones en obra se basa en la monitorización de alta resolución espacio-temporal de las condiciones de viento en el sitio. Este artículo describe el sistema implementado para el Puente de la Constitución de 1812.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Modelo mesometeorológico operacional; Viento en construcción de puentes; Monitorización de viento; Predicción de viento

Abstract

Wind effects determine serviceability, ultimate as well as operational states in certain bridge structures such as the present. A high resolution wind clima model is often necessary in the assessment of these states. Design wind speeds probabilistic models and construction control can be both optimized by means of these models. Required model calibration and control requires specific wind monitoring at a sufficiently high spatial and time resolution. This article presents the system that was implemented for the Constitución de 1812 Bridge over the Cádiz Bay.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Operational mesometeorological model; Wind in bridge construction; Wind monitoring; Wind forecasting

1. Introducción

El Puente de La Pepa, formalmente Puente de la Constitución de 1812, cruza la Bahía de Cádiz con una orientación aproximadamente NE-SO. Será el segundo puente que lo haga, después del Puente Carranza, y uno de los puentes de mayor altura en Europa, con una luz máxima de 540 m y 5 km de longitud total [1,2].

La capa de rodadura se sitúa a una cota cercana a los 72 m. La exposición a la acción del viento es reseñable. Adicionalmente, el puente se ubica en una región dominada por vientos de intensidad relativa resultantes de borrascas derivadas de inestabilidades del frente polar y alisio en invierno y verano, respectivamente, e incluso derivaciones resultantes del pseudofrente mediterráneo. No en vano, las normas de construcción la sitúan próxima

* Autor para correspondencia.
Correos electrónicos: jterres@ugr.es, terresnicoli@oritiayboreas.com (J.M. Terrés-Nícoli).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.04.002
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

a las isotacas de mayor valor de la península ibérica [3–5]. Esto, unido a la relativa flexibilidad de la estructura así como al procedimiento de construcción, recomienda la adecuada modelización y control del clima de viento en el sitio. Tanto para su diseño como para asegurar una ejecución fiable y eficaz.

El presente artículo describe la implementación de un modelo mesometeorológico de alta resolución desarrollado para el control operativo del viento en este puente en fase de construcción. El uso de modelos mesometeorológicos en modo operativo es habitual en sectores en los que la actividad está claramente afectada por las condiciones climáticas como el sector de la energía solar, eólica o del petróleo-gas. En ciencias de la atmósfera, normalmente se refiere a mesoescala para órdenes de pocos kilómetros a miles. En lo que respecta al viento, esta escala está, por tanto, desafectada de la aerodinámica local del puente o edificio de estudio, pero posiblemente de forma limitada por la topografía o rugosidad local. Hay varios factores que determinan la componente mesometeorológica en lo que interesa para la valoración de los efectos del viento en ingeniería civil. Entre ellos destacan: los balances de presión de la situación ciclónica o anticilónica que gobierne, los gradientes de temperatura que a su vez modifican los anteriores, la inercia del aire en movimiento y la superficie del mar o tierra confinando el movimiento. Estos modelos se fundamentan y anidan en modelos globales dependientes del sistema tierra en su globalidad a escala macrometeorológica (GFS, por ejemplo) y se adentran en una menor escala para un estudio a mayor resolución.

1.1. Condiciones de viento de diseño

El análisis de la carga estática de viento para el diseño así como la valoración de la estabilidad aerodinámica del puente requieren el conocimiento en detalle de las condiciones esperables mediante el correspondiente modelo probabilístico bivariado (dirección e intensidad). Este esquema ha de incorporar diferentes funciones probabilísticas para la predicción de vientos extremos condicionantes de las cargas de diseño o seguridad del paso de vehículos de los modelos que determinan umbrales de servicio para el confort [3]. Existen básicamente 2 vías de aproximación al problema. La primera, tradicional, consiste en el análisis de datos históricos provenientes de estaciones próximas como la de Jerez. La estación debe seleccionarse con cautela atendiendo a la calidad y continuidad de los datos, así como a su ubicación. El análisis normalmente se realiza mediante distribuciones de extremos como la Gumbel o, en función de los datos disponibles, como Weibull bimodal. Una vez ajustados los parámetros del modelo en sí, se transponen desde la ubicación y cota de la estación (normalmente 10 m) a la cota y ubicación de interés. Para ello se hace uso de las leyes de transformación de la capa límite por la progresión o transformación del terreno entre un punto y otro según la dirección de viento. Finalmente se ajusta la ley obtenida para el cumplimiento de la norma que corresponde.

Otra vía, de uso más reciente, consiste en el reanálisis de datos históricos resultantes de un modelo mesometeorológico. Estos datos permiten la modelización de las condiciones de viento con una resolución ajustable en función de la malla elegida y del anidamiento al correspondiente modelo global. La bondad de la modelización podrá ser calibrada con las estaciones existentes en la zona, como la utilizada en el caso anterior. Una vez aceptada la modelización, se podrá adaptar la malla a la ubicación del puente para un mayor detalle de las condiciones de viento en las 3 dimensiones. En función de los recursos computacionales disponibles y de los plazos de estudio, se determinará la resolución de la malla y periodo de modelización. Es recomendable realizar un estudio previo limitado de las condiciones de modelización para asegurar la correcta implementación («benchmark»). Este modelo permitirá la correcta calibración así como la planificación de las subsecuentes simulaciones. Finalmente se podrá ampliar la resolución del modelo mediante técnicas de reducción progresiva de la escala o «downscaling» en las que no se atiende a la modelización física y, además, calibrarlas de forma progresiva (entrenamiento) a partir de las medidas obtenidas en el sitio («kriging»). No obstante, estos modelos precisan de una medida adecuada en el sitio durante un periodo representativo de tiempo, tal y como se describe en la sección siguiente.

Es preciso destacar las posibilidades que ofrece un modelo de esta tipología por la mayor precisión y adaptación a las condiciones de viento particulares del sitio, que deberá redundar en un diseño fiable y óptimo. Adicionalmente y como se explica más adelante, ofrece capacidades de implementación en modo operativo a la misma resolución para el control de las operaciones en construcción y del servicio en explotación. Se reseña aquí que las cargas aerodinámicas son proporcionales al cuadrado de la velocidad de viento de referencia, de ahí el interés en la detallada modelización de las condiciones de diseño.

1.2. Control del procedimiento de construcción

Las 2 pilas principales sobre las que se sustenta el tablero son idénticas, salvo en lo que se refiere a su parte inferior, pues mientras la pila 12, sobre el agua, tiene una altura total sobre el encepado de pilotes de 187,1 m, la pila 13, situada en el muelle de la Cabezuela, tiene una altura de 181,24 m. Durante el proceso de construcción se han instalado 2 carros de celosía por pila que portarán los *trolleys* para el izado de las dovelas que conforman el tablero. Estos carros van simplemente apoyados en el tablero con su marco delantero y cosidos con barras pretensadas en marco trasero. La carga en estas barras a modo de retenidas, 8 por carro, se monitorizaron igualmente de forma simultánea a las condiciones de viento.

El izado de cada dovela se lleva a cabo mediante 2 *trolleys* que se conectan a través de 4 cables colocados en las esquinas de la dovela. El proceso es muy lento y altamente sensible a las condiciones de viento (fig. 1), por lo que para garantizar la seguridad, fiabilidad y productividad de las operaciones se hace indispensable un sistema de monitorización de viento en tiempo real. Así, se dispusieron 4 estaciones autónomas en cada frente de izado, las cuales se describen en la sección siguiente.

Para ajustarse a los plazos de ejecución del proyecto y obra en el presente caso, se optó por un modelo de clima de viento fundamentado en primera instancia en el análisis de registros históricos de diversas estaciones próximas y, posteriormente, en la implementación de un modelo mesometeorológico, el cual

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

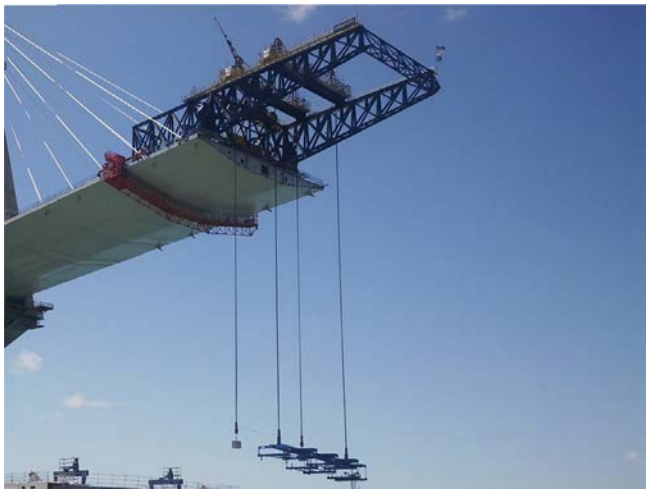


Figura 1. Control del viento en operación de izado de dovelas en Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.

fue calibrado y entrenado conforme se fueron acumulando los datos medidos en el sitio.

2. Equipo de monitorización y control

En esta sección se describen los elementos del sistema de monitorización y control que se implementó para la planificación de las operaciones de izado [6], el control de la seguridad durante ellas y la propia calibración y entrenamiento del modelo mesometeorológico predictivo.

2.1. Equipo de monitorización

Se estimó la necesidad de colocar un sensor de dirección e intensidad de viento por carro, de modo que hubiera una medida local de viento en cada uno de los 4 carros de izado. Con objeto de obtener las medidas lo menos influidas por la cercanía de la estructura, se optó por colocar dichos sensores en las esquinas exteriores de los carros de modo que estos quedaran dispuestos simétricamente respecto al centro de la pila (fig. 2). De forma específica se emplearon anemómetros sónicos Gill de 2 componentes y equipo de adquisición de datos de Campbell Sci. La alimentación fue autónoma, mediante conexión a red disponible en los carros, pero con un relé automático para conexión a la placa solar, a la batería y al regulador incorporados en el equipo. El módulo solar fue dimensionado para asegurar la posibilidad de una medida a alta frecuencia de mayor consumo. Contando con una autonomía prevista de un mes sin carga (solar o cable), se programaron operaciones de mantenimiento con una regularidad de una al mes para comprobaciones varias, como de conexión y limpieza del módulo al salitre. La gestión de las comunicaciones fue igualmente inalámbrica con objeto de no gravar el coste con la progresivamente creciente necesidad de cableado al avance del tablero. No obstante, para asegurar su robustez se dispuso un *modem router* de repetición con tecnología wimax para obviar la dependencia de la señal de operadores de telecomunicaciones 3G/4G.

Los sensores proporcionan información de dirección e intensidad media y de ráfaga de viento con una cadencia diezminutal. La ubicación de los anemómetros hace que cada uno de ellos tenga asociado un sector en zona de sombra. Esto hace que la medida no sea fiable y que pueda ocasionar errores en la interpretación de los datos. Las diferencias se deben a que para determinadas direcciones el anemómetro queda en la estela de la pila y del carro. En estos casos, se suelen registrar una menor velocidad media y una mayor intensidad de turbulencia; son, por tanto, medidas no aceptables. Se justifica así la disposición de los anemómetros mostrada en la figura 2, donde las medidas del sector en zona de sombra de un anemómetro es compensado con las medidas del otro, y viceversa.

La disposición de los anemómetros y apantallamiento en el carro 13 fue similar; se observaron diferencias en la intensidad y direccionalidad medidas, coherentes con los elementos aerodinámicamente significativos de alrededor.

Las 8 retenidas por carro agrupadas en 2 grupos se dotaron de células de carga para el control de la operación de izado de forma simultánea a la medida de viento. Se emplearon células de compresión tipo donut diseñadas específicamente para este proyecto, que quedaron conectadas al mismo sistema de adquisición por grupo de anemómetro. Todas las medidas se centralizaron en los sistemas de adquisición de datos a alta frecuencia. La medida a una frecuencia de 1 Hz tuvo un doble propósito. Por un lado, permite la captura de la componente turbulenta en la medida,

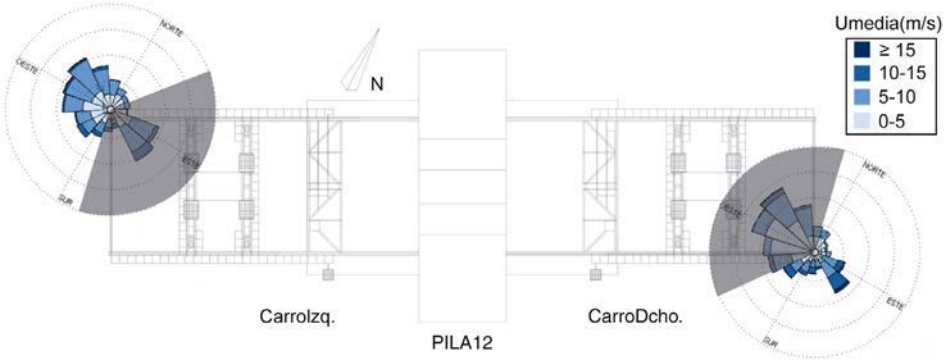


Figura 2. Ubicación de los 4 anemómetros utilizados para el control de las operaciones de izado y entrenamiento y calibración del modelo mesometeorológico empleado en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz. Se presenta la pila 12; la ubicación en pila 13 fue equivalente (omitida aquí para mayor brevedad). La ubicación de ambos anemómetros coincide con el centro de las rosas de los vientos mostradas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

salvo lo que afecta al subrango disipativo (fig. 4 Izqda.). Este puede, no obstante, ser corregido analíticamente. El interés por la captura de esta variabilidad estriba en su efecto en la acción dinámica y, por tanto, en el análisis de estados límite y últimos de diseño. Por otro, el acceso en tiempo real *in situ* al estado de solicitación de cada una permite un más eficaz desarrollo de las operaciones de carga, equilibrado y control de las retenidas durante las operaciones de izado de dovelas. Todas las medidas de viento y carga fueron accesibles en tiempo real vía ordenador y dispositivos móviles y resumidas en un informe diario enviado al personal implicado.

2.2. Validación y entrenamiento del modelo probabilístico y mesometeorológico operacional

El modelo climático de viento para este puente se fundamentó, en primer lugar, en el análisis de registros históricos disponibles en estaciones cercanas y, posteriormente, en un modelo mesometeorológico específicamente implementado para el proyecto. El modelo basado en registros históricos permitió una rápida implementación para los análisis preliminares de la acción del viento y del modelo mesometeorológico, una mayor precisión en la estimación de las condiciones en los distintos puntos del proyecto, así como su despliegue predictivo para el control de las operaciones en obra. A continuación se describen brevemente sus particularidades.

2.3. Modelo climático de viento fundamentado en registros históricos

A partir de la base de datos del National Climatic Data Center (NCDC) de EE. UU., se comparó la velocidad media y dirección del viento medida por el anemómetro 1 de la pila 13 con datos registrados en el aeropuerto de Jerez de la Frontera (LEJR; Lat. 36.75; Lon. −6.067°), ubicado aproximadamente a 25 km al noreste de la obra. En primer lugar, se procedió al correspondiente control de calidad de los datos con objeto de descartar los no aceptables y, en caso de los extremos y de no obtener un periodo suficientemente largo, la subsecuente selección del modelo probabilístico (Weibull bimodal).

Los datos del aeropuerto de Jerez de la Frontera, terreno tipo II (z0 = 0,3), se han ajustado, conforme a la sección 4.3.2 del Eurocódigo (EN 1991-1-4:2005), para transponerlos a la altura del anemómetro en el carro (z = 72 m) y el terreno tipo II o 0 según la dirección del viento (mar abierto, z0 = 0,01 m). Esta transposición conlleva el ajuste de las condiciones de capa límite atmosférica esperables en el sitio y su desarrollo según la dirección e intensidad desde las condiciones de la estación referida. La medida continuada permitió el ajuste en precisión de la estructura de capa límite.

El análisis de las series temporales del viento medidas por el anemómetro desde las primeras semanas permitió la cuantificación del efecto local de la ubicación del punto de medida. Se observó que las zonas de sombra no se ajustan tan bien como lo hacen los que están fuera de ella, por lo que era necesario contrastarlos con los del anemómetro 2, en el otro carro de la misma pila, tal y como se hizo posteriormente. Las diferencias resultaron más o menos significativas en función de la intensidad y de la dirección.

De esta forma, y a partir de las condiciones en cada momento, se pudo cuantificar un factor de corrección, además de seleccionar la estación en función de la operación que controlar en obra. Adicionalmente permitiría una posterior calibración y entrenamiento continuado del modelo mesometeorológico.

2.3.1. Modelo mesometeorológico predictivo

Una vez realizado el análisis preliminar del clima fundamentado en la trasposición de datos históricos de la estación de Jerez, se procedió al desarrollo de un modelo mesometeorológico a escala de 1 km que permitiría una mayor resolución espacial, así como la posterior implementación de un modelo predictivo para la planificación y control de las operaciones en obra. El esquema físico empleado fue el americano, de acceso libre, WRF [7], de uso común en sistemas operacionales y reanálisis como alternativa al europeo Hirlam-Harmonie [8], empleado por la mayoría de las agencias meteorológicas europeas como la AEMET. El WRF se configuró para 2 pasos de anidamiento, seguido por un anidamiento estadístico de reducción progresiva de la escala («downscaling»):

1. Una primera simulación de 15 km de resolución horizontal y 28 niveles verticales, denominado WRF15, simulando el comportamiento atmosférico de la península ibérica.
2. Una segunda simulación de 5 km de resolución horizontal del estrecho de Gibraltar, denominado WRF05.
3. A partir de los resultados del modelo WRF de resolución 5 km, se procede a definir la metodología de «downscaling» estadístico para llegar a la resolución final de 1×1 km^2, objetivo del estudio. Este producto es el ejecutado en modo operacional para el sistema predictivo.

La figura 3 resume el esquema global de desarrollo del modelo. El modelo resultante de alta resolución espacio-temporal se implementó en modo operacional utilizando unos recursos computacionales en Oritia & Boreas consistentes en un clúster de 122 nodos, Intel Xeon E5-2683, 2 GPU de 4.000 núcleos y coprocesadores Intel Phi 7120P. Como resultado, se obtuvieron diariamente predicciones horarias para las 36 h siguientes y cada 6 h para las 96 h posteriores. Con una regularidad diaria, a las 8:00 am se envió al personal designado un informe de previsión de condiciones, anexo al de medidas referido en el apartado anterior. Esto permitió la adecuada planificación de las operaciones de izado para una mayor seguridad y productividad. Asimismo, se programaron alarmas de previsión y alarmas en tiempo real resultantes en los correspondientes correos electrónicos al personal implicado. En general, se observó una tasa de éxito satisfactoria al comparar posteriormente con las medidas reales, especialmente en las predicciones a 36 h. La tasa de éxito creció conforme se acumuló una mayor recogida de datos de entrenamiento de los parámetros del modelo y «downscaling».

Es sabido que los frentes de borrasca y vientos de mayor intensidad, en general, representan un mayor reto para las herramientas de predicción (por sub- y sobreestimación

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

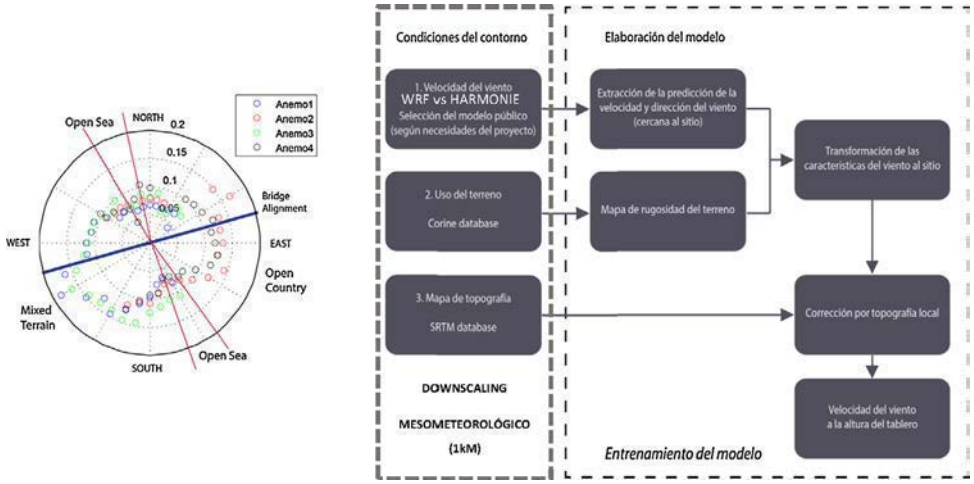


Figura 3. A la izquierda, estimaciones de turbulencia preliminares sin corrección en escala disipativa obtenida mediante factor de ráfaga obtenida a partir de las medidas in situ. En la imagen de la derecha, esquema de análisis, calibración, «downscaling» y entrenamiento seguido en el modelo mesometeorológico predictivo.

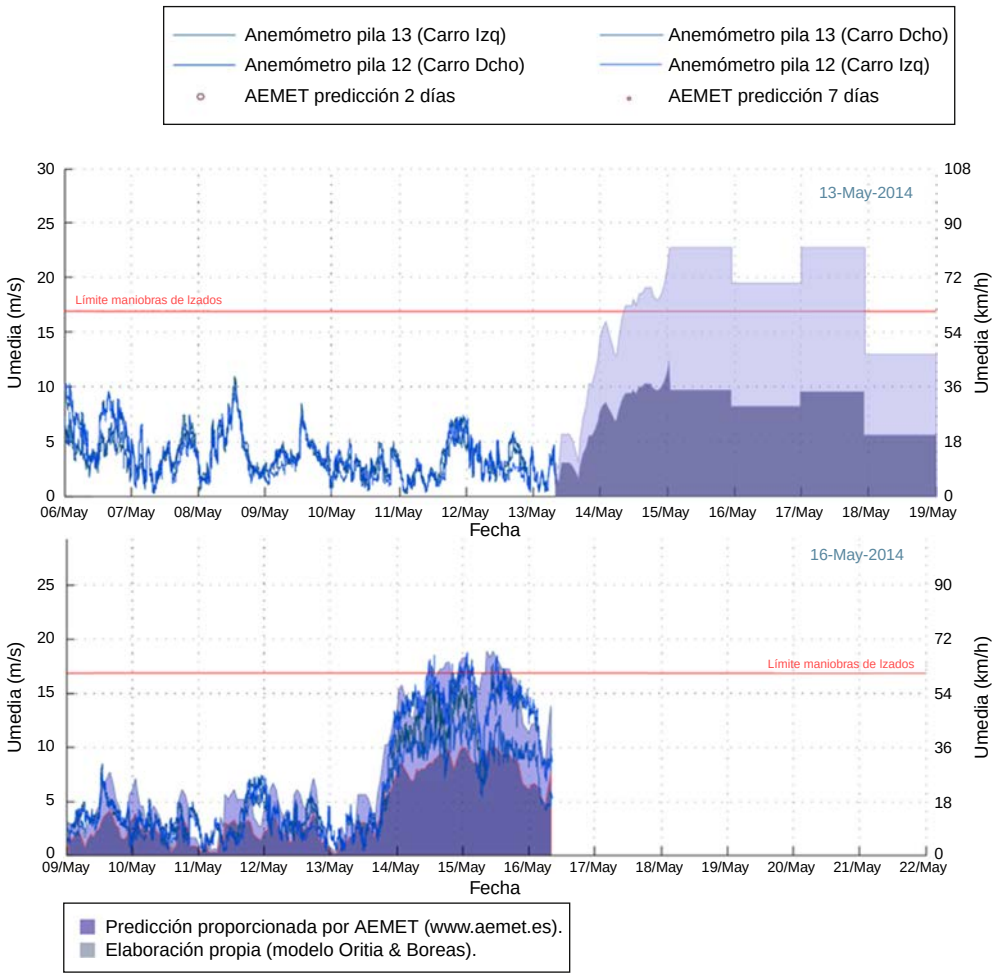


Figura 4. Ejemplo de predicción de viento local en régimen de tormenta. Días 14 y 15 de mayo de 2014. El gráfico superior muestra, ampliada, la predicción del modelo descrito para una tormenta (sombreados claros). Las primeras 36 h a alta resolución y las 96 siguientes a baja. Las líneas continuas muestran las medidas de los anemómetros. La figura inferior presenta para esta tormenta las medidas que finalmente se produjeron comparadas con las predicciones que precedieron los días antes, que recomendaban la interrupción de las maniobras de izado. Se puede observar el contraste con la predicción de una malla más grosera no adaptada al sitio como la que se puede obtener directamente de la AEMET (sombreado oscuro).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

indistintamente). La figura 4 (arriba) recoge el viento medido por las distintas estaciones con carácter previo a la tormenta que se traslada por el eje del puente a partir del día 13/05/14 seguido de la predicción para las horas siguientes (en sombreado). Se compara (más oscuro) la predicción de un modelo de baja resolución (AEMET fundamentado en HIRLAM 36 km) con el de alta resolución implementado para este proyecto (WRF 1 km). En la figura 4 (inferior) se puede apreciar la capacidad del modelo adaptado para la predicción de los vientos de alta intensidad desarrollados con el paso de esa tormenta y que obligaría al cese de operaciones durante 3 días a partir de 36 h.

3. Conclusiones

Se ha presentado un sistema de monitorización y predicción de condiciones de viento que ha demostrado la utilidad en el control de la seguridad y productividad de las operaciones en la construcción del puente afectadas por las condiciones climáticas. Así, se implementó la medida simultánea de viento y carga en retenidas de carros de izado que demostró su utilidad en el control de las operaciones de izado de dovelas, así como en las demás operaciones afectadas por las condiciones de viento. La disposición de diversos anemómetros midiendo a alta frecuencia y estratégicamente ubicados permitieron una mejor valoración de estas condiciones, así como la calibración y entrenamiento de un modelo de predicción de alta resolución. Este modelo entrenado de forma secuencial produjo predicciones de las condiciones de viento con alta fiabilidad a 36 h y fiabilidad adecuada a 96 h durante todo el transcurso de la obra. Los informes de medición y predicción se remitieron de forma automática con regularidad horaria. El modelo climático así calibrado se utilizó para una valoración más precisa de las condiciones que se deben analizar en los distintos modelos físicos estudiados en túnel de viento.

Agradecimientos

Se aprovecha este espacio para agradecer el interés y participación de distinto personal por parte de la dirección de obra (Ministerio de Fomento), Sr. Fernando Pedrazo, del personal responsable de la ejecución (Dragados), Sres. Eduardo Gutiérrez García y Daniel Sánchez así como del personal técnico de Oritia & Boreas, Sres. Jéssica Esther García Navarro, José Manuel López Collantes y Enrique Benítez López.

Bibliografía

[1] J. Manterola Armisén, A. Martínez Cutillas, Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 1–19.
[2] A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro González-Valerio, S. Fuente García, Proyecto y descripción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 71–85.
[3] O.R. Ramos Gutiérrez, M.A. Astiz Suárez, S.O. Hansen, J.M. Terrés-Nícoli, J. Meseguer, Ensayos de viento para el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 245–253.
[4] IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento, Gobierno de España (2011).
[5] IAPF-2010 Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. Ministerio de Fomento, Gobierno de España (2010).
[6] L. Peset González, C. Lucas Serrano, J. de los Ríos de Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 123–142.
[7] Skamarock W.C, Klemp J.B., Dudjia J., Gill D.O., Baker D.M., Duda M.G., et al., A description of the advanced research WRF versión 3. NCAR Tech Note NCAR/TN-475+STR (2008) 125.
[8] Hirlam.org, Harmonie General Model Description. [consultado 8 Ene 2016]. Disponible en: http://hirlam.org/index.php/hirlam-programme-53/general-model-description/mesoscale-harmonie.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):261–266

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Instrumentación, monitorización y análisis del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Instrumentation, monitoring and analysis of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Vicente Puchol de Celis

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Kinesia Ingeniería S.L., Madrid, España

Recibido el 23 de noviembre de 2015; aceptado el 20 de abril de 2016
Disponible en Internet el 24 de junio de 2016

Resumen

Con el objetivo de controlar el proceso constructivo, se ha llevado a cabo la instrumentación y monitorización de los parámetros estructurales más importantes del puente
© 2016 Publicado por Elsevier España, S.L.U. en nombre de Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

Palabras clave: Auscultación; Instrumentación; Monitorización; Análisis; Espectros; Modelos

Abstract

In order to control the construction process, the main structural parameters of the bridge have been instrumented and monitorized
© 2016 Published by Elsevier España, S.L.U. on behalf of Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

Keywords: Auscultation; Instrumentation; Monitoring; Analysis; Spectra; Models

1. Introducción

Por sus dimensiones y singularidad, tanto de diseño como de proceso constructivo, el Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz ha precisado un extenso conjunto de sensores y técnicas de medida y análisis que permitan controlar en tiempo real tanto el estado tenso-deformacional y su adecuación a las previsiones de proyecto, como la seguridad de las numerosas maniobras especiales habidas en su ejecución.

La instrumentación que aquí se describe ha cubierto desde el arranque de las torres de pilas P12 y P13 hasta el control de izado del tramo desmontable, la prueba dinámica del tramo atirantado [1] y la auscultación final de los tirantes [2].

Correo electrónico: kinesia@ciccp.es

2. Metodología de auscultación

Como en toda gran obra, la auscultación realizada ha seguido el esquema IMA, que integra 3 componentes esenciales claramente diferenciados:

- *Instrumentación:* es el conjunto de sensores y sistemas de adquisición de datos que recogen los parámetros estructurales físicos objeto de control y análisis. En otras palabras, el equipo (hardware) de medida.
- *Monitorización:* es el conjunto de procesos de transmisión, publicación web y distribución que hacen posible que la información llegue en tiempo y forma a sus destinatarios. En otras palabras, el sistema de gestión de datos.
- *Análisis:* es el conjunto de técnicas que permiten convertir los datos en conocimiento y comprender el comportamiento estructural. En otras palabras, las herramientas de proceso.

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.04.004
0439-5689/© 2016 Publicado por Elsevier España, S.L.U. en nombre de Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

El IMA debe constituir un plan equilibrado para que los 3 eslabones de la cadena funcionen en armonía y no sobren datos o falten medios de gestión y análisis.

En nuestro caso, el software utilizado para las 3 actividades ha sido la plataforma Merlin, desarrollada por Kinesia Ingeniería a lo largo de 25 años con el objetivo de cubrir los 3 eslabones de forma tal que, segundos después de la obtención de un dato, esté en la mesa del analista junto con la herramienta necesaria para su proceso.

3. Instrumentación

La instrumentación ha estado constituida por 3 sistemas de diferente naturaleza. A su vez, cada uno de ellos ha estado dividido en 2 subsistemas, correspondientes a las torres P12 y P13 del puente (que, hasta el cierre del vano central, han sido tratadas como estructuras independientes).

3.1. Instrumentación estática

La instrumentación estática ha estado compuesta por 8 maletas de 60 canales de capacidad de medida que, con cierta reutilización parcial, han servido para registrar la siguiente dotación de sensores:

- Tensiones (acero estructural y armaduras pasivas): 450.
- Giros (torres de atirantamiento, riostras): 18.
- Fuerzas (tirantes, barras de anclaje de carros de izado de dovelas): 76.
- Reacciones (apoyos pot): 4.
- Temperaturas (acero estructural, hormigón, tirantes, ambiente): 50.
- Movimientos relativos (tablero-riostra): 8.
- Anemómetros (torres, tablero): 5.
- Veletas (torres, tablero): 5.

Figura 1. Extensómetro de armadura pasiva instalado en base de pila P12.

Figura 2. Mapa de acceso web a las estructuras de la plataforma. En la ventana emergente, los enlaces a las diferentes instrumentaciones parciales del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

El proceso de medida ha sido de un registro completo de sensores cada 5 min.

3.2. Instrumentación dinámica

La instrumentación dinámica ha estado compuesta por 2 sistemas de medida de 32 canales de capacidad de medida y la siguiente dotación de sensores:

- Aceleraciones en tablero: 15 (10 verticales y 5 horizontales transversales).
- Aceleraciones en torres: 4 (2 horizontales longitudinales y 2 transversales).
- Anemómetros-veleta: 5 (2 en torres y 3 en tablero).

El proceso de medida ha consistido en disparos efectuados bajo condición de evento. Cada vez que un acelerómetro superaba el nivel de 0,050 g o un anemómetro detectaba un viento superior a 50 km/h, se realizaba una captura de alta velocidad (100 lecturas por segundo y sensor) de 6 min de duración (5 min de evento propiamente dicho más un minuto de pre-evento para contextualizar el episodio).

Para llevar a cabo este proceso, el sistema estaba monitorizando permanentemente 24 variables de control, guardando en una memoria circular (buffer) los últimos 60 s de datos y descartando los anteriores. Cuando alguna de las variables superaba el umbral citado, se iniciaba la captura, previa aportación al archivo de los 60 s de datos correspondientes al pre-evento.

3.3. Instrumentación topográfica

Lo que denominamos instrumentación topográfica ha sido, realmente, la incorporación al sistema de medida estático de los datos obtenidos por la topografía robotizada llevada a cabo por el Servicio de Topografía de Dragados. Cada 5 min, los datos recogidos por este sistema (que tardaba unos 15 min en hacer un ciclo completo de prismas) se integraban en el sistema estático en igualdad con otros sensores electrónicos (figs. 1-6).

Aunque ya empieza a ser habitual que una topografía de obra pueda ser seguida por Internet, la novedad del proceso aquí descrito reside en la integración plena con el resto de los sensores, compartiendo recursos de monitorización y herramientas de análisis en el sentido expuesto en el epígrafe 2 (ejemplo en la fig. 7).

El número total de puntos de control topográfico ha sido de 200.

4. Monitorización

La monitorización ha estado compuesta por los siguientes elementos:

- Transmisión de datos: 2 dispositivos 4G instalados respectivamente en las torres P12 y P13 (para los sistemas estáticos y dinámicos) más una conexión ADSL (para las lecturas topográficas), que enviaban continuamente información desde obra (Cádiz) al centro de datos (Madrid).
- Centro de datos: ubicado en Madrid, ha gestionado la recepción continua de las 4 bases de datos estáticas parciales (2 de instrumentación y 2 de topografía) más los casi 2.000 archivos habidos de evento dinámico. De todas ellas ha ido creando copias de seguridad sobre la marcha.
- Fusión on-line de las bases de datos parciales en una base global que contuviera la totalidad de la información registrada experimentalmente.
- Publicación web: en tiempo real, los datos generados por los diferentes sistemas de instrumentación han estado disponibles en la página web del puente, bien mediante gráficos históricos (trazas) y listas numéricas o bien mediante infogramas (paneles gráficos como los mostrados en las figs. 8 y 9).
- Distribución de datos: desde el centro de datos, la información se ha reenviado continuamente a los 20 técnicos que, utilizando la plataforma, han participado en el seguimiento instrumental del proceso constructivo.

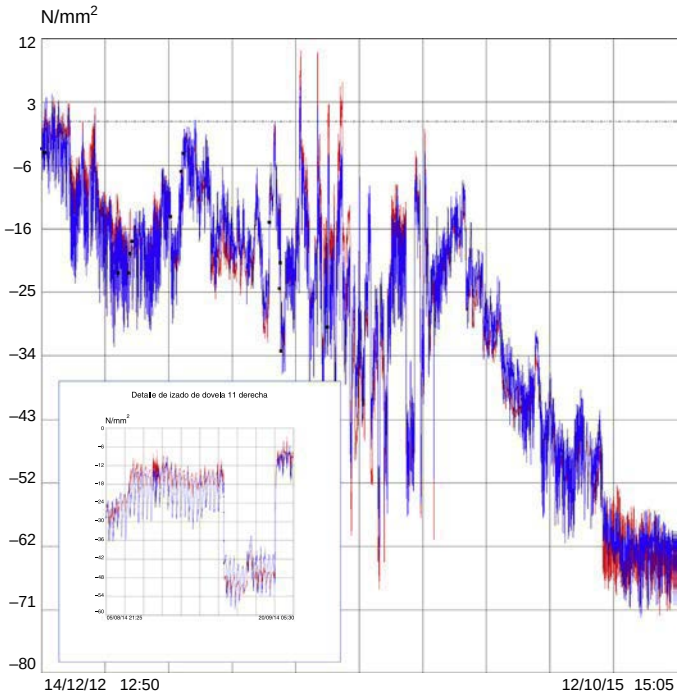


Figura 3. Registros históricos (trazas) de tensiones de flexo-compresión (2 sensores) en base de pila P13. En el recuadro pequeño, detalle (zoom) correspondiente a la maniobra de izado de una dovela (11D).

El conjunto instrumental ha generado unos 250 millones de datos estáticos y 1.800 millones de datos dinámicos.

Se ha puesto especial atención en que el flujo de datos fuera, además de automático, de doble sentido, de forma que a la mesa de cada analista llegara no solo la información nueva que se iba generando, sino, también la información antigua que por alguna cuestión hubiera sido modificada en el centro de datos. En otras palabras, que todos los técnicos dispusieran de las bases de datos sincronizadas y siempre actualizadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

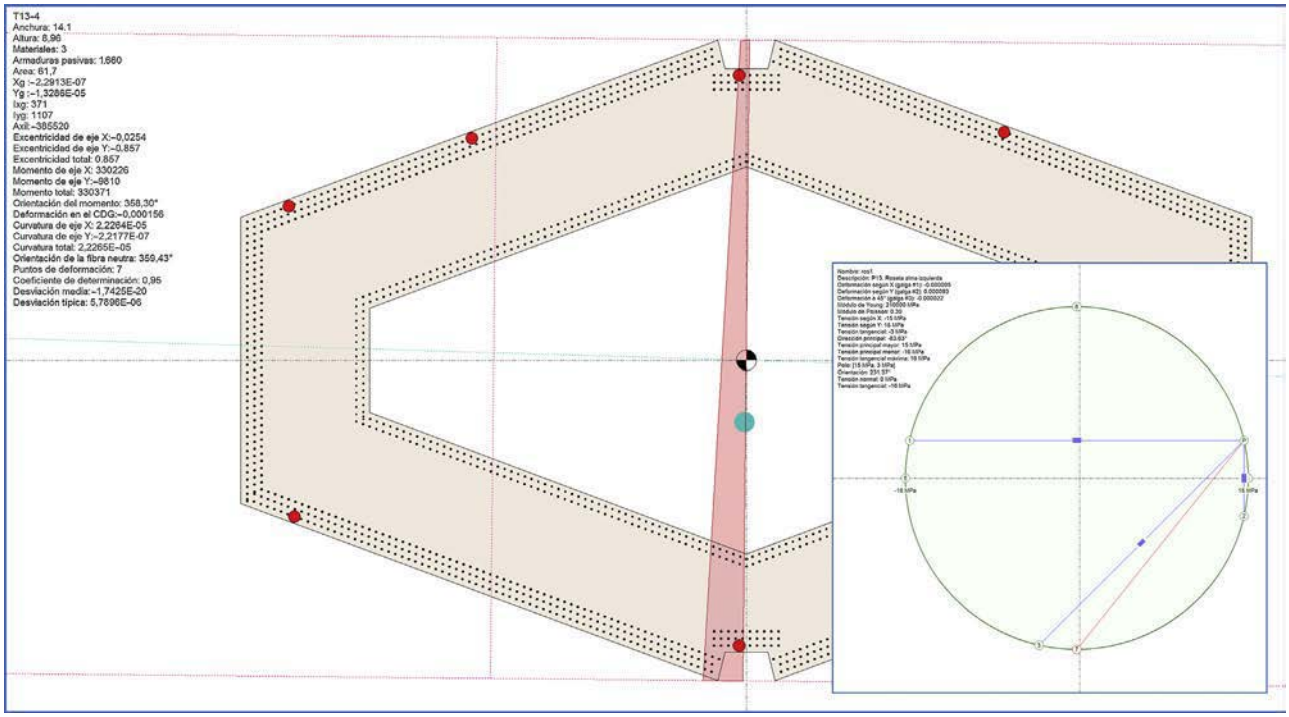


Figura 4. Estado tenso-deformacional de la sección de base de la pila P13 en el momento de inicio de izado de la dovela 11D. En el recuadro pequeño, análisis de tensiones cortantes (roseta extensométrica) en alma de apoyo de tablero sobre P13 en ese mismo instante.

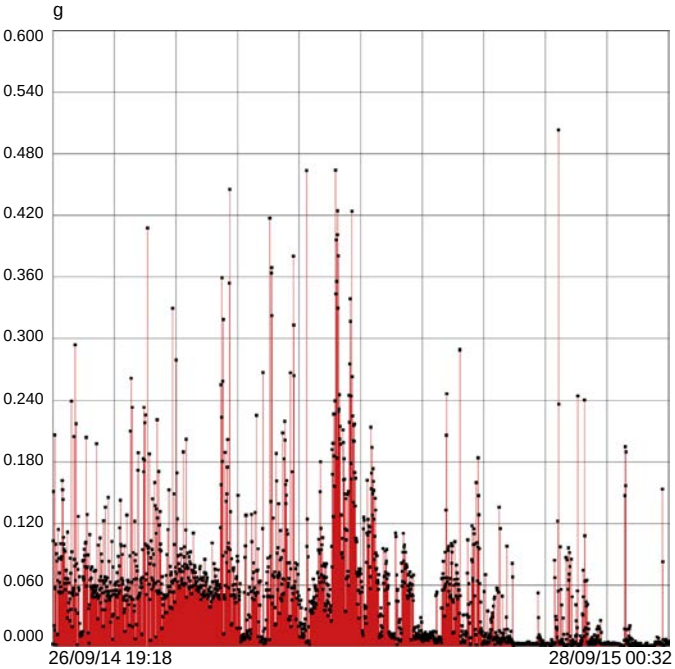


Figura 5. Metabase (base de bases de datos) de aceleraciones verticales en centro de vano de tablero compuesta por 1.700 episodios dinámicos. Las aceleraciones varían entre 0,001 g cuando son provocadas por una brisa suave, hasta más de 0,500 g cuando son causadas por maquinaria de obra.

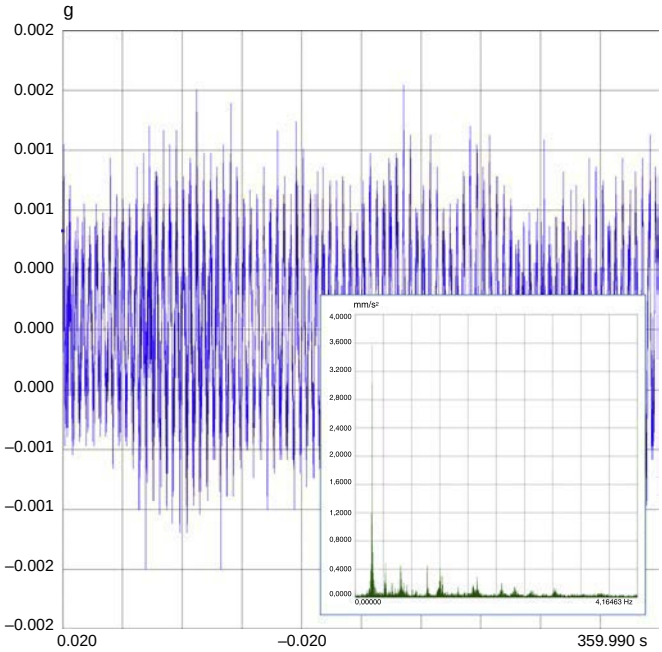


Figura 6. Acelerograma vertical en centro de vano causado por viento de 50 km/h. Si bien las vibraciones apenas llegan a 0,001 g, son suficientes para determinar con precisión el primer modo característico de flexión de las torres, que oscilan con una amplitud de 3,60 mm/s^2 a una frecuencia de 0,2482 Hz.

5. Análisis

Las herramientas de análisis han cubierto los siguientes campos:

- Análisis gráfico de registros históricos, con superposición de trazas y múltiples opciones de *zoom* para estudiar con detalle cualquier maniobra.
- Análisis estadístico, mediante histogramas y percentiles probabilísticos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

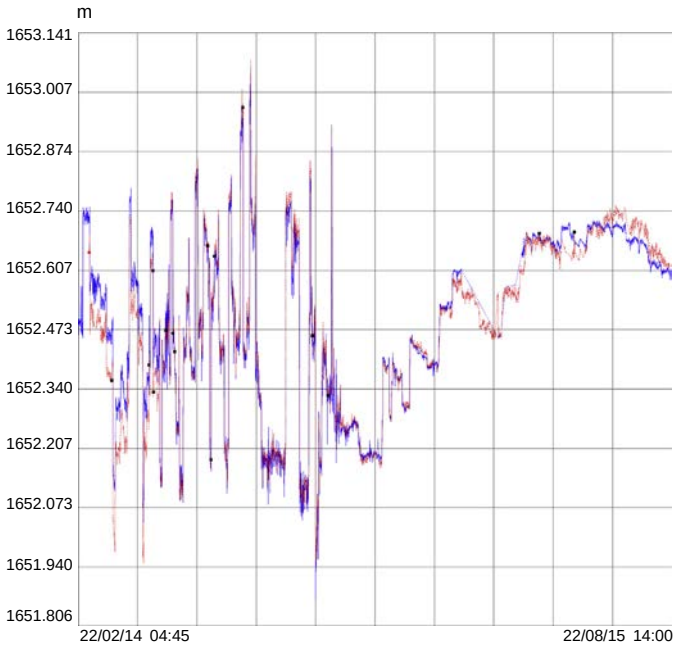


Figura 7. Modelo de regresión sobre 18 meses de datos (16.000 puntos). En color rojo, movimiento horizontal medido mediante topografía a 130 m de altura en la torre P13 (punto de unión de los brazos inclinados largos). En azul, el mismo movimiento medido mediante un clinómetro. El clinómetro es explicativo (r^2) en un 98%, lo que demuestra la bondad de ambos métodos de medida y del ajuste realizado. Cada mili-radián real medido por el clinómetro equivale a 67,47 mm de movimiento topográfico. El cálculo análogo mediante deformada parabólica teórica de la torre sería de 64,98 mm por mili-radián.

- Análisis espectral, para control de la amplitud y frecuencia de las vibraciones estructurales (acción del viento, acción de la marea en pontonas durante el izado de dovelas, etc.).
- Análisis numérico, mediante declaración de variables personalizadas (gradientes, medias, envolventes, etc.), gestión de valores ausentes «nil» y listas de parámetros estructurales concomitantes.
- Análisis de punto elástico, mediante la resolución de rosetas extensométricas (círculo de Mohr) y cálculo de tensiones principales, especialmente de esfuerzos cortantes en almas de tablero metálico sobre pilas.
- Análisis de sección, mediante obtención de planos de deformación a partir de las lecturas de los sensores y cálculo de esfuerzos por integración de tensiones utilizando diferentes leyes constitutivas.
- Análisis térmico, para fijar los tramos horarios y condiciones que debían regir durante las operaciones de cierre central del tramo atirantado.

Las herramientas puestas a disposición del equipo técnico han permitido refrescar todos estos procesos en tiempo real.

6. Seguimiento en servicio

La mayoría de la instrumentación descrita (salvo la topográfica) se va a mantener activa durante la vida del puente en fase de explotación. Actualmente se está tendiendo una fibra óptica

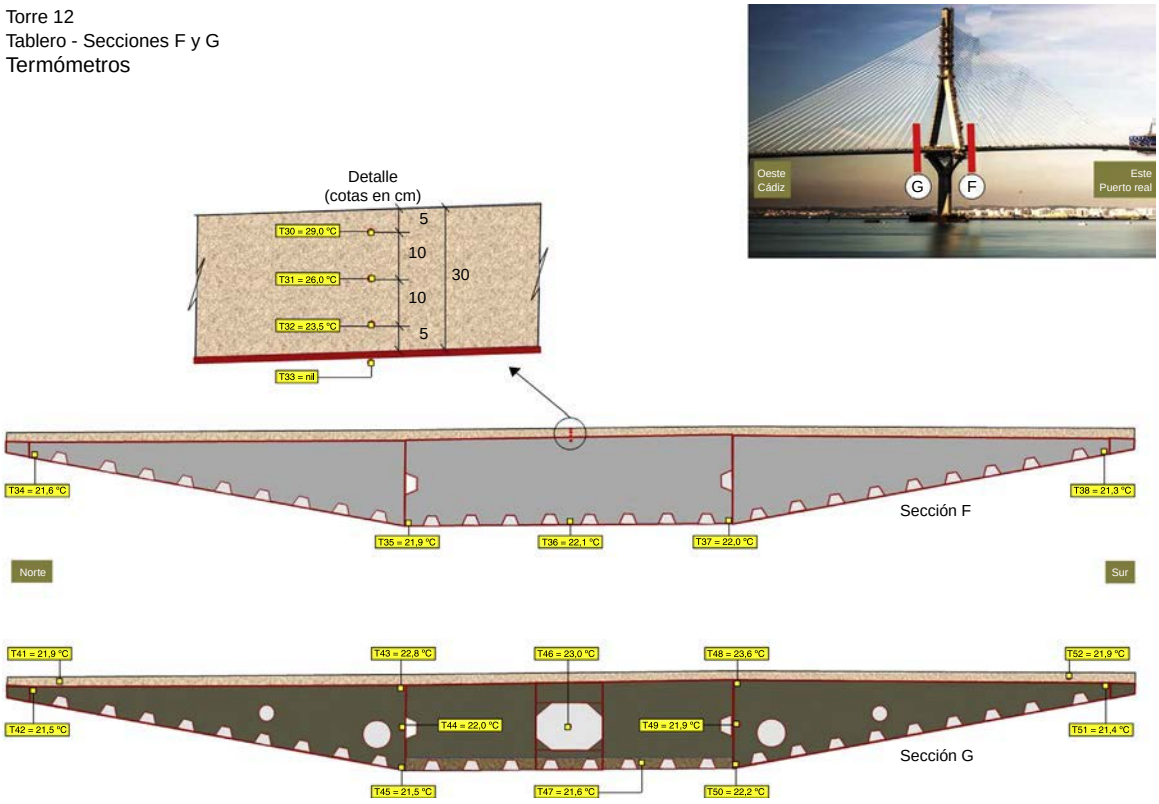


Figura 8. Infograma de seguimiento web de temperaturas en 2 secciones de tablero próximas a torre de pila P12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

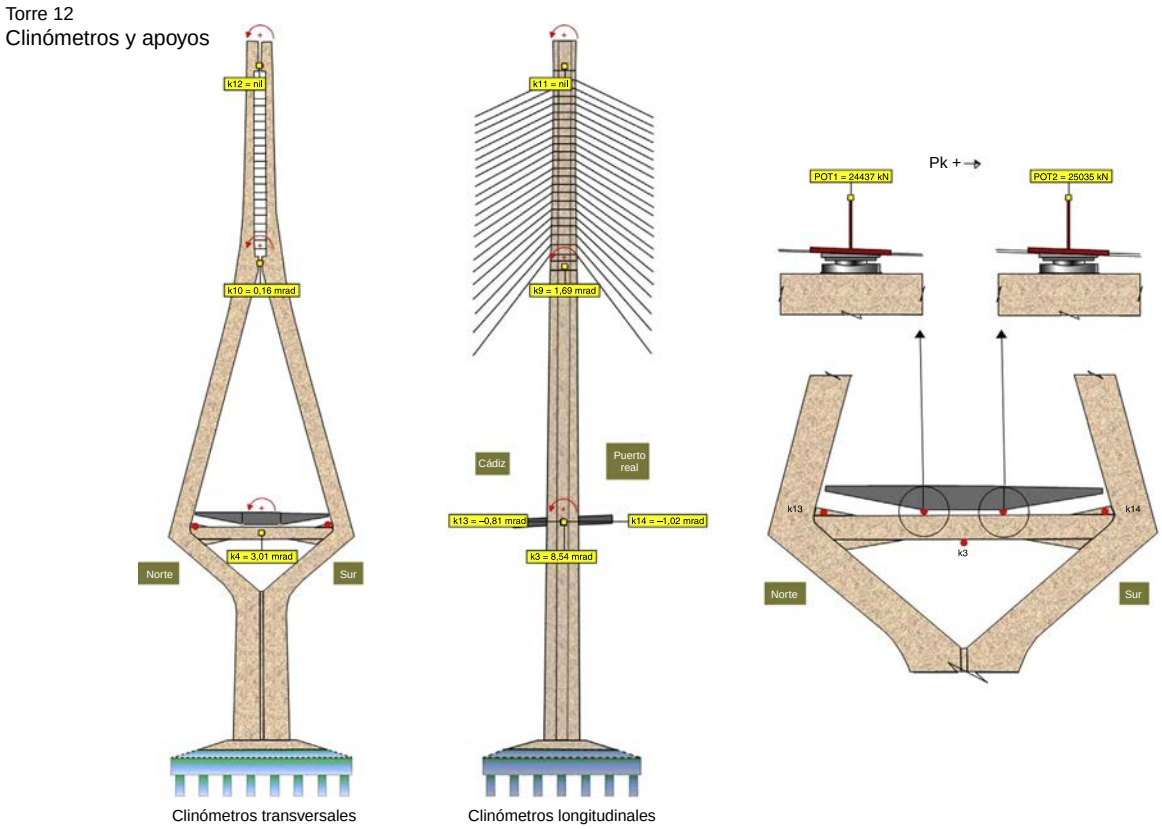


Figura 9. Infograma de seguimiento web de giros y reacciones en torre de pila P12.

que recorre la totalidad de la obra y que va a permitir realizar la adquisición de datos desde el Centro de Control de la Dirección General de Carreteras en Puerto Real.

Especial esfuerzo se está llevando a cabo en las tareas de vigilancia del comportamiento estructural frente al viento. Se van a aumentar a 5 los 3 anemómetros actuales del tablero y se van a desarrollar algoritmos de proceso de datos para advertir a los usuarios mediante pórticos (e incluso cierre parcial o total de esta infraestructura) ante determinadas condiciones. Se va a elaborar, también, un modelo de predicción para anticipar situaciones de riesgo, a partir de datos de viento del aeropuerto de Jerez y de previsiones de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET).

La monitorización en servicio va a permitir, también, caracterizar la evolución reológica (hormigón), controlar las frecuencias de vibración (rigidez), vigilar las amplitudes de vibración (confort y funcionalidad), contrastar las reacciones (rosetas extensométricas, apoyos pot) y las fuerzas en los tirantes (células de carga y auscultación dinámica).

7. Ejemplos de proceso analítico

En las figuras 3-9 se muestran diversos procesos de monitorización y análisis llevados a cabo como parte de la auscultación durante la construcción del puente. Todas las imágenes proceden del software señalado en el apartado 2.

Bibliografía

[1] V. Puchol de Celis, J. de Los Ríos de Francisco, J.L. Castro Rubal, Prueba de carga dinámica del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 191–193.

[2] V. Puchol de Celis, Auscultación dinámica de tirantes del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 195–197.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):267–272

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Acabados y unidades complementarias en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Finishes and complementary works in the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Eduardo D. Gutiérrez García [a,*], Antonio Vecino Rubio [b], Daniel A. Sánchez Segura [b] y José Luis Ruiz Mejías [a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, EMBA, Dragados S.A., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dragados S.A., Madrid, España*

Recibido el 3 de enero de 2016; aceptado el 23 de febrero de 2016
Disponible en Internet el 28 de abril de 2016

Resumen

Los acabados y unidades complementarias, ejecutados tras la finalización de la estructura, son fundamentales para su correcto funcionamiento en fase de servicio, así como para garantizar la comodidad del usuario. Debido a la singularidad de los condicionantes establecidos en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ha sido necesario diseñar varios elementos específicos: juntas de dilatación, aparatos de apoyo, dispositivos anti-sismo, elementos de drenaje, impermeabilización, firmes, sistemas de contención, pantalla antiviento y balizamiento aéreo y marítimo.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Acabados; Junta dilatación; Aparatos de apoyo; Drenaje; Impermeabilización; Firmes; Sistemas de contención; Balizamiento

Abstract

The finishes and complementary works, executed after the construction of the structure, are essential for correct operation under service and to assure user comfort. Due to the uniqueness of the conditions established in the Constitución de 1812 bridge over the Cádiz Bay it has been necessary to design several specific elements: expansion joints, bearings, anti-seismic devices, drainage elements, waterproofing, asphalt, containment systems, wind barriers, buoyage and beaconage
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Finishes; Expansion joint; Bearings; Drainage; Waterproofing; Asphalt; Containment systems; Buoyage and beaconage

1. Introducción

Tras la finalización de la construcción de la estructura del viaducto es necesario ejecutar una serie de trabajos adicionales cuyos objetivos principales son funcionales y de protección, de tal forma que dicha estructura pueda ser utilizada para el fin para el que ha sido construida. Ejemplos de lo anterior son las juntas de dilatación, los aparatos de apoyo, los dispositivos anti-sismo, el drenaje, la impermeabilización de los tableros, los firmes empleados, las barreras de contención, las pantallas antiviento o los balizamientos aéreo y marítimo.

Adicionalmente se consiguen fines estéticos y de regularización de las unidades estructurales.

Es reseñable la importancia de los acabados, pues la calidad de ejecución de los mismos está ligada a la percepción final y a la comodidad del usuario, pudiendo además generar problemas estructurales a largo plazo.

En los siguientes apartados se realiza una breve exposición de las singularidades desarrolladas para la ejecución de los acabados en el puente sobre la Bahía de Cádiz, debido a

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: egutierrezg@dragados.com (E.D. Gutiérrez García).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.02.009
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Tabla 1
Movimientos de las juntas de dilatación

Movimientos juntas de dilatación (en mm)		Junta 1: estribo 1		Junta 2: pila 9		Junta 3: pila 10		Junta 4: estribo 2	
		ELU sismo	ELS sismo	ELU sismo	ELS sismo	ELU sismo	ELS sismo	ELU sismo	ELS sismo
Longitudinal	Máxima apertura	312	244	653	411	1.074	720	1.278	892
	Máximo cierre	304	237	645	406	937	617	562	357
	Recorrido máximo	616	481	1.298	817	2.011	1337	1.840	1.249
	Δ-cota	± 0	± 0	± 17	± 9	± 15	± 9	± 5	± 3
	δ-transversal	±- 0	± 0	± 316	± 188	± 353	± 212	± 170	± 118

ELS: estado límite de servicio; ELU: estado límite último.

los condicionantes establecidos, tales como carrera de dilatación de la estructura, normativa medioambiental o materiales empleados.

2. Acabados y unidades complementarias

2.1. Juntas de dilatación

Se definen como juntas de dilatación de tablero los dispositivos que enlazan los bordes de 2 tableros contiguos, o de un tablero y un estribo, de forma que permitan los movimientos por cambios de temperatura, deformaciones reológicas en caso de hormigón y deformaciones de la estructura, al tiempo que presentan una superficie lo más continua posible a la rodadura. El puente sobre la Bahía de Cádiz consta de 4 juntas: 2 en los estribos y 2 en los extremos del tramo desmontable, siendo sus movimientos los fijados en la tabla 1.

Las juntas dispuestas son de tipo modular con tecnología de travesaño giratorio las cuales son capaces de trabajar en las 3 direcciones (longitudinal, vertical y transversal) (fig. 1).

Las dilataciones son absorbidas mediante la variación en la distancia de los perfiles transversales, con una separación máxima en servicio que garantiza la comodidad del usuario.

Adicionalmente, las juntas del tramo desmontable tienen que permitir su desmontaje. Para ello, las juntas se fabrican en bloques premontados, que se ensamblan al tablero mediante uniones soldadas, pudiendo retirarse en el caso de ser necesario.

Los movimientos del tablero no solo deben ser absorbidos por las juntas de dilatación, sino por todos los elementos lineales, tales como los pretiles, barreras de hormigón, tuberías interiores de drenaje, pantalla antiviento e instalaciones eléctricas. Para ello ha sido necesario desarrollar sistemas telescópicos que permitan tales movimientos. Se describen dichos diseños en los siguientes apartados.

2.2. Aparatos de apoyo

Como se ha indicado, el Puente sobre la Bahía esta divido en 3 partes separadas por las juntas de dilatación:

- Tramo de acceso a Cádiz: desde la junta del estribo 1 a la situada en pila 9, consta de 2 apoyos esféricos (uno guiado y otro libre) en el estribo 1 y en las pilas 2, 3, 7, 8 y 9; y 2 apoyos elastoméricos de neopreno zunchado (armado) y anclado en pilas 4, 5 y 6.

Figura 1. Junta de dilatación. Estribo 1.

- Tramo desmontable: entre las juntas de pilas 9 y 10, donde se disponen 2 apoyos elastoméricos de neopreno zunchado por cada pila.
- Entre la junta de pila 10 y la junta del estribo 2 el tramo es continuo, existiendo un punto fijo en pila 13 materializado mediante un bloqueo longitudinal del tablero contra la riostra de la pila. Además se disponen guiaderas transversales en pila 12 y pila 13. Los apoyos dispuestos en este tramo (siempre por parejas en cada una de las pilas) son:
  - Tramo atirantado: apoyos esféricos (uno guiado y otro libre) en pilas 10, 11, 12, 13 y 14, todos ellos monitorizados excepto los de la pila 10.
  - Tramo de acceso a Puerto Real: apoyos esféricos (uno guiado y otro libre) en las pilas 15 a 37. El estribo 2 dispone de 4 apoyos esféricos, de los cuales uno es guiado y 3 son libres.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

2.3. Dispositivos anti-sismo

En la pila 12 se disponen 8 dispositivos del tipo TCD o transmisor de impacto, siendo la fuerza máxima de cada uno de los transmisores de 4.880 kN.

La función prevista para dichos dispositivos es la de bloquear como punto fijo adicional al existente en pila 13 en caso de sismo. Los dispositivos no se activan ante velocidades bajas (efectos térmicos, etc.) y entran en funcionamiento cuando se producen movimientos con velocidades de magnitudes superiores, siendo la velocidad umbral de activación 5 mm/s, y a partir de este punto trasmiten íntegramente la reacción a la que estén solicitados.

2.4. Elementos de drenaje

Es necesario, dada la proximidad de la autovía a una zona frágil y con un significativo valor ecológico, evitar el vertido directo a la Bahía de Cádiz de cualquier derrame accidental que se produzca en el tablero, provocado por un accidente o por cualquier otra contingencia.

Para dar solución a dicha prescripción ha sido necesario diseñar una red de drenaje en los tableros, la cual recoge cualquier posible vertido sobre la plataforma y lo conduce hasta balsas situadas en la península de Cádiz y en el muelle de la Cabezuela. La función principal de estas balsas es la de retener posibles vertidos tóxicos accidentales para posteriormente proceder al tratamiento de los mismos.

El diseño de la red de drenaje difiere entre tramos. Así pues, en el tramo de acceso a Cádiz, tramo desmontable, tramo atirantado y tramo 8 del viaducto de aproximación a Puerto Real, en los que la sección cajón del tablero permite su inspección, la solución empleada capta el agua de la plataforma por medio de sumideros, los cuales conectan en una red de tuberías por gravedad interiores al tablero en toda su longitud, vertiendo finalmente en las citadas balsas de retención.

Dicha red de tuberías comprende varios elementos singulares en su diseño:

- Bajada en pilas y en estribo 1: la tubería desciende del interior del tablero a la red en tierras tanto en las pilas del tramo de acceso a Puerto Real como en el estribo 1 (Cádiz) por medio de tuberías verticales fijadas a las pilas. Estos puntos singulares deben ser compatibles con la dilatación del tablero, por lo que ha sido necesario utilizar telescopajes apoyados en las cabezas de las pilas y una arqueta de recogida en el estribo 1 que permita el movimiento de la junta del estribo 1 (fig. 2).
- Adicionalemente, la red de tuberías interior al tablero debe ser compatible con la dilatación del mismo. Esto se ha resuelto mediante la utilización de fijaciones con apoyos deslizantes y conexiones entre tubos que admiten hasta 2 cm de dilatacion en cada una de sus juntas.
- Cruce del tramo desmontable: la tubería de gravedad interior del tablero discurre desde el punto alto del tramo antirantado hasta el estribo 1 en Cádiz, debiendo cruzar las juntas de dilatación del tramo desmontable situadas en las pilas 9 y 10, con carreras de 1,5 m y 2,0 m respectivamente. Para ello se ha utilizado una solución de telescopaje que permite que la tubería deslice por el interior de otra de mayor diametro.

Figura 2. Sistema de drenaje del tablero.

2.5. Impermeabilización en tableros y firmes

La impermeabilización utilizada en las secciones mixtas y en el tramo de hormigón se ha ejecutado mediante el empleo de un revestimiento impermeable elástico de betún epoxi en base agua (BASF MASTERSEAL M452). Se han realizado ensayos y pruebas para garantizar su adherencia frente a las cargas de tráfico. El firme empleado en estas secciones se compone de 2 capas, una primera intermedia y de regularización en la que se ha utilizado una mezcla de 5 cm de espesor medio del tipo AC 16 BIN S 50/70 CEM y una capa de rodadura una BBTM 11B 45/80 65 M de espesor 3 cm.

Cabe destacar por su singularidad el sistema de impermeabilización de la losa metálica del tablero del tramo desmontable [1]. El objetivo de dicho sistema es doble: por un lado garantizar la impermeabilidad del tablero y por otro disponer de un elemento que funcione como puente de unión y que evite el deslizamiento entre la losa metálica y la capa de firme de rodadura de 4 cm de espesor.

Para ello, se realizaron ensayos con una resina epoxy (PPG NUKLAD HD) con alta resistencia a la abrasión y a la carga, con propiedades antideslizantes, impermeable y resistente contra el aceite mineral, las soluciones ácidas o alcalinas, las sales descongeladoras y el agua.

Con esta resina se realizaron distintas combinaciones sobre probetas de chapa de iguales características que las del tramo desmontable:

- Rodadura sobre resina + emulsión normal.
- Rodadura sobre resina con árido silíceo + emulsión normal.
- Rodadura sobre resina con árido silíceo + emulsión modificada.

A estas probetas se les realizó una evaluación de la adherencia mediante el ensayo de corte (NLT 382/08), obteniéndose el

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 3. Ensayos de laboratorio.

mejor resultado para la probeta de resina con árido silíceo, con emulsión modificada (figs. 3 y 4).

El procedimiento utilizado fue el siguiente:

- Limpieza de la superficie metálica mediante chorreo abrasivo, eliminación de restos de contaminación y los propios del chorreado, obteniéndose una rugosidad superior a 50 μm.
- Aplicación de una imprimación para el sellado de poros y la capa de resina a la que se le añade el 50% de arena silícea entre 0,2 y 0,6 mm, con una dosificación de 1 kg/m^2. Posteriormente se espolvorea, con la capa todavía fresca, árido silíceo de machaqueo 0,6-1,2 mm que actuará como puente de unión con la capa de aglomerado. Una vez secada la resina se aplica un barrido intenso para eliminar el árido sobrante.

Respecto a la mezcla bituminosa a emplear, también hay que tener una consideración especial, dada la diferencia de comportamiento térmico del tablero metálico frente a las mezclas asfálticas, que implica que sea recomendable diseñar la mezcla con un buen comportamiento a la fatiga. Para ello, y tras la realización de ensayos, se añadió a la fórmula de la capa de rodadura utilizada en el resto del tablero, fibras acrílicas en una

Figura 4. Probetas del firme del tramo desmontable.

Figura 5. Fibras del firme del tramo desmontable.

dosificación de 3 kg/t. Estas fibras ejercen un efecto ligante en la mezcla bituminosa, a través de la formación de una red cohesiva tridimensional que mejora las propiedades mecánicas y de durabilidad del firme (figs. 5 y 6).

Con esta solución se consiguieron valores de entre 0,9 y 1,0 N/mm^2 de resistencia según el ensayo de corte NLT-382/08.

2.6. Sistemas de conteción

Conforme a la Orden Circular 35/2014 sobre «Criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos» la clasificación del accidente previsible en el tablero sería de muy grave, lo que supone adoptar un nivel de contención H4b en borde de

Figura 6. Extendido del firme del tramo desmontable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

tablero en toda la estructura, siendo el pretil metálico empleado el del fabricante HIASA, conocido con el nombre comercial de PMH-38.

Esta mejora del nivel de contención al aplicar la nueva normativa hace necesario el empleo de una disposición específica para las zonas que ya se encontraban hormigonadas cuando se realizó dicho cambio. Así pues, donde ha sido posible se ha instalado el pretil con el anclaje embebido estándar, con refuerzos puntuales de ferralla y tornillos fusibles para la fijación del poste.

La solución empleada en las zonas de tablero ya ejecutadas consta de un poste con anclaje al tablero mediante una placa, en la cual se disponen los tornillos fusibles que fijan el poste y las varillas roscadas que anclan la placa al tablero mediante resina.

Esta modalidad de instalación del pretil está ensayada por el fabricante. Además en el puente se presentan los siguientes casos particulares:

- Lugares en los que la losa es de canto reducido. En este caso se utiliza una distribución distinta de pernos que permite reducir la longitud del anclaje químico requerido.
- Para aumentar la cuantía de ferralla en la viga pretil se ejecuta una losa con cuantía adicional de ferralla sobre la existente, uniéndose mediante el anclaje químico.

Para estos 2 casos se realizaron ensayos de infraestructura vial, relizando ensayos de péndulo de alta energía con una masa de 1.500 kg, velocidad de impacto de 35 km/h y ángulo nominal de impacto de 90°, en 2 puntos de impacto distintos del pretil. El resultado de los mismos fue satisfactorio (fig. 7).

Adicionalmente conviene mencionar las soluciones adoptadas para las zonas de las juntas de dilatación, que precisaban aceptar movimientos longitudinales de hasta 2 m y transversales de hasta 35 cm. Para esto se ha recurrido a rótulas que permitían el movimiento transversal y telescopajes para el longitudinal.

Al tener el pretil longitudes continuas superiores a los 3.000 m, se planteó la necesidad de abrir accesos desde la calzada a las aceras peatonales a ambos lados del tablero, para lo que se ha diseñado una apertura en los perfiles intermedios del pretil, que mediante rótulas permiten su abatimiento.

En cuanto a la separación entre calzadas, se ha resuelto mediante el empleo de barrera de hormigón de nivel de contención H2 y anchura de trabajo W1, tipo REBLOC RB80A, la cual permite la redistribución futura de carriles y calzadas de la sección transversal en el caso de ser necesario. También en la barrera de hormigón ha sido necesario disponer telescopajes en los pasos por las juntas de dilatación, lo cual se logra mediante el empleo de 2 tubos telescópicos de acero embebidos en las piezas adyacentes, que transfieren las fuerzas laterales en caso de impacto. Además, la junta queda cubierta con una chapa de acero con la misma forma de la barrera de seguridad.

2.7. Pantalla antiviento

En los tramos de acceso a Cádiz, desmontable, atirantado y los tramos 8 y 9 del viaducto de hormigón se han dispuesto barreras antiviento a ambos lados del tablero, con el objeto de minimizar la afección del viento [2] en el tráfico rodado, mejorando tanto la seguridad como la comodidad del usuario (fig. 8).

Para la implementación de la pantalla antiviento e impostas en el tablero se ha diseñado un sistema de colocación que permite absorber las irregularidades tanto en planta como en alzado, respetando siempre el diseño original y los condicionantes estéticos.

Una vez definido el diseño de la pantalla se han realizado ensayos específicos en el túnel de viento [3] en los que se ha verificado su geometría, y a partir de los cuales se ha calculado su fijación al tablero. Las dilataciones se absorben por medio de perfiles metálicos telescópicos.

Finalmente, tanto en los inicios de la pantalla como en los pasos por los pilonos se proyectan elementos de gradación de la permeabilidad aerodinámica de la pantalla para evitar transiciones bruscas de carga de viento en los vehículos.

2.8. Balizamiento aéreo y marítimo

El puente supone un obstáculo para la navegación aérea debido a su altura, superior a 150 m sobre el nivel del terreno,

Figura 7. Ensayos de impacto de los pretiles.

Figura 8. Pantallas antiviento en el tramo atirantado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

por lo que ha sido preciso proceder a su balizamiento según la reglamentación vigente de la Organización de Aviación Civil Internacional y el manual de la Agencia Estatal de Seguridad Aérea.

Igualmente, es necesario disponer de balizamiento marítimo que señalice las zonas de paso permitidas para las distintas categorías del tráfico marítimo existente, especialmente en el tramo atirantado que atraviesa el canal de navegación del puerto para buques de carga que operan en el muelle de La Cabezuela. El conjunto de señalizaciones marítimas previstas atiende a las recomendaciones del Sistema de Balizamiento de la Asociación Internacional de Señales Marítimas.

La señalización y el balizamiento instalados son autónomos, si bien se encuentran integrados en el sistema de gestión de explotación de forma que se pueda verificar su correcto funcionamiento, pudiendo lanzar un mensaje de aviso en el caso de fallo.

2.9. Otros

Además de las unidades expuestas en los epígrafes anteriores, cabe mencionar una serie de elementos que han requerido especial atención a la hora de su diseño e implantación:

- Sistema de inspección y monitorización del puente: se han desarrollado una serie de elementos para las tareas de inspección y mantenimiento en fase de explotación, tales como la instalación de plataformas de acceso a pilas, ventanas de acceso para inspección, iluminación interior del tablero o la disposición de plataformas móviles y carros de inspección, además de adaptar la instrumentación [4] empleada en la fase de construcción.
- Centro de control para explotación: se trata de un sistema integrado que permite gestionar de forma centralizada tanto los elementos de control de acceso al puente, la señalización, el balizamiento marítimo y aéreo, la iluminación viaria y ornamental como los dispositivos de control del tráfico.

Bibliografía

[1] A. Martínez Cutillas, F. Espinosa de los Monteros Churruca, El tramo desmontable del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 209–219.

[2] J.M. Terrés Nicoli, Control de los parámetros climáticos en la construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 255–260.

[3] O.R. Ramos Gutiérrez, M.A. Astiz Suárez, Ensayos en túnel de viento para el Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 245–253.

[4] V. Puchol de Celis, Instrumentación, monitorización y análisis del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero 67 (2016) 261–266.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):273–276

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Sistema de aseguramiento de calidad en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Quality assurance system at the Constitucion de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Rocío de los Reyes Cadenas * y Juan Manuel Gomá Matilla

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, DRAGADOS, SA, Madrid, España

Recibido el 19 de octubre de 2015; aceptado el 4 de enero de 2016
Disponible en Internet el 23 de junio de 2016

Resumen

El sistema de aseguramiento de la calidad en el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ha sido realizado cubriendo todas las necesidades y exigencias de una obra tan singular. Se han utilizado las mejores herramientas con el objetivo de conseguir «0 defectos», a través del factor humano y de la comunicación.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Aseguramiento de la calidad; Soldaduras; Hormigones; Laboratorio en obra; Ensayos especiales hormigón y acero

Abstract

Quality assurance system of the Constitution of 1812 cable-stayed Bridge over the Cádiz Bay has been made by attention to the particular requirements of the work. The best tools have been used to achieve a «0 defects» target via communication and control of the human factor.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Quality assurance; Welding control; Concrete control; On-site laboratory; Special testing concrete and steel

1. Introducción

El nuevo puente sobre la Bahía de Cádiz, denominado Puente de la Constitución de 1812 (fig. 1), tanto por su solución técnica como por sus dimensiones, es una obra magnífica cuya construcción requiere la aplicación de técnicas avanzadas y, consiguientemente, medios adecuados tanto para su construcción como para el control y supervisión del mismo.

En lo referente al control y supervisión, se elaboró el pertinente Plan de Aseguramiento de la Calidad y Medio Ambiente (PACMA), documento extenso por la propia índole de la obra. La aplicación del PACMA ha supuesto la dedicación a la obra de un equipo humano y medios auxiliares acordes con los requisitos de la obra.

2. Equipo humano

El equipo humano ha contado con la dedicación exclusiva de no menos de 30 personas (ingenieros superiores, ingenieros técnicos, inspectores de campo, laborantes, etc.), tanto de la empresa constructora como de la asistencia técnica a la dirección de la obra, con diferentes especialidades según los trabajos a controlar (movimiento de tierras, hormigones, aceros, mezclas bituminosas, soldadura, pintura, etc.).

3. Medios auxiliares

Para el seguimiento de la aplicación del PACMA se ha dotado a la obra del correspondiente apoyo logístico, siendo de especial relevancia los equipos informáticos, no solo para la gestión de la documentación, sino para el seguimiento del montaje de la estructura.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: rjreyesc@dragados.com (R. de los Reyes Cadenas).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.01.004
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Figura 1. Vista panorámica del Puente de la Constitución de 1812.

En el caso de las estructuras metálicas se creó una página web, donde se colgaba toda la documentación (procedimientos, planos, materiales, trazabilidades, inspecciones, etc.) necesaria, de tal forma que el seguimiento se hacía en tiempo real y de manera muy organizada (fig. 2).

Al gestor documental podían tener acceso: 1) el personal de cada uno de los talleres de la estructura metálica para colgar la documentación de materiales y cada uno de los registros de los chequeos realizados; 2) la constructora y asistencia técnica para la revisión de la documentación de los talleres y la inclusión de sus registros, y 3) el cliente para su supervisión final. Por ello se convierte en un sistema dinámico, rápido, ordenado y eficaz de control de la documentación.

Figura 2. Página principal del portal web gestor documenta.

4. Hormigones

En el Puente de la Constitución de 1812 se han desarrollado y utilizado 22 fórmulas de trabajo de hormigón, adecuadas cada una de ellas a las exigencias tanto de resistencia, durabilidad y tipo de ambiente como a la dificultad de su puesta en obra. Es de advertir que en la obra se han utilizado hormigones convencionales, ligeros, sumergidos [1] y de alta resistencia (fig. 3).

Los llamados convencionales serían de resistencia entre 30 y 60 Mpa, siempre teniendo que desarrollar para la misma resistencia diferentes tipos de hormigones, dado el ambiente (ambiente aéreo marino, carrera de mareas) y la zona del puente a colocar (pilotes, pilas, tableros). El ligero contaba con una densidad de 1,32 kg/m^3 para una resistencia de 25 Mpa a 28 días.

Figura 3. Hormigonado de riostra de torre 13.

Entre los de alta resistencia merece la pena destacar el HA-70 utilizado en el tablero en la zona de tirantes, con un tiempo abierto de hasta 5 h, lo que permitía su transporte por tierra y mar hasta su posición definitiva y, posteriormente, obtener resistencias superiores a 50 Mpa a 24 h.

Previo a la preparación de cada una de las fórmulas de trabajo, el departamento de Calidad establecía unas reuniones multidisciplinares para tener en cuenta las condiciones del proyecto, puesta en obra, departamento especialista de materiales y posibilidades de la planta de hormigón y del laboratorio (planta y laboratorio propios de la obra). Posteriormente se analizaban los condicionantes, se desarrollaban fórmulas y se realizaban pruebas a escala real de las mismas; una vez conseguido el objetivo deseado, se realizaban los ensayos característicos y se procedía a la aprobación y documentación de la fórmula. Cada una de las fórmulas se realizaba totalmente a medida y conociendo en profundidad todos y cada uno de los parámetros, de tal manera que se podía actuar sobre ellas rápidamente ante cambios de las condiciones ambientales o cualquier contratiempo.

Para el control de hormigones, tanto en las trepas de las pilas como en el tablero, con el fin de cumplir las exigencias de calidad

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

y tiempo de desencofrado, se ha empleado el sistema de Control de Hormigones de Altas Resistencias Iniciales (CHARI). Se trata de un sistema que, mediante la colocación de termopares en el elemento hormigonado, transmite la señal a la zona de conservación de probetas (en este caso, baño de agua), de tal manera que se mantienen las probetas a la misma temperatura exacta que el macizo hormigonado. Dadas las largas distancias entre el macizo y la zona de conservación de probetas, para la transmisión de la señal se idearon unas antenas *wifi* de larga distancia diseñadas exclusivamente para esta obra, capaces de transmitir a una distancia de hasta 1.000 m y una altura de 200 m (figs. 4 y 5).

5. Tratamiento superficial

En el Puente de la Constitución de 1812 se establece, según su Pliego de Prescripciones Técnicas, un sistema de pintado para un ambiente C-4, Ambiente Marino con Alta Salinidad, de durabilidad alta (más de 15 años), según la norma UNE EN ISO 12944-1.

De acuerdo con esta norma, se definen sendos procedimientos de aplicación de pintura en el interior y en el exterior de los cajones:

Interior:

- Aplicación de una capa de AMERCOAT 71 de 50 micras de espesor seco.
- Aplicación de una capa intermedia de EPOMASTIC RPS-E Aluminio de 125 micras de espesor.
- Aplicación de una capa de acabado de EPOMASTIC RPS-E Aluminio de 125 micras de espesor.

Exterior:

- Aplicación de una capa de imprimación epoxi rico en cinc, EPOCROM RPS ZINC RP, de 75 micras de espesor seco.
- Aplicación de una capa intermedia de epoxi con hierro micáceo, AMERCOAT 385 MIOX, de 125 micras de espesor seco.
- Aplicación de una capa de acabado en polisiloxano, PSX 7000e, de 125 micras de espesor seco, RAL 7035 PUENTE DE CÁDIZ.

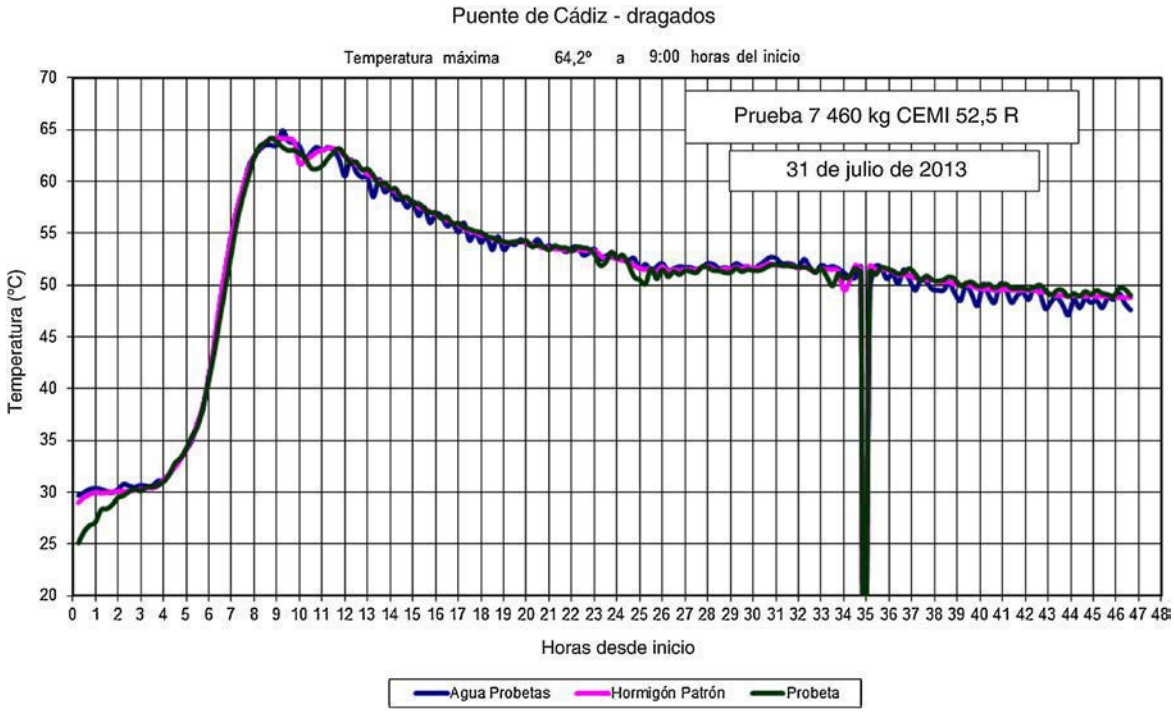


Figura 4. Gráfico de termopares.

Figura 5. Sistema de termopares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Figura 6. Instalaciones para chorro y pintura en la obra.

Con el fin de garantizar la calidad de la pintura y poder dar su garantía futura se ha dispuesto, en cada uno de los talleres donde se ha fabricado, la estructura de los medios necesarios, contando con cabinas de chorreo y cabinas de pintado dotadas de deshumidificadores. Para desarrollar las actividades de chorreo y pintura, en la obra se han instalado 2 carpas (fig. 6) con capacidad para una dovela completa del viaducto atirantado y para los sistemas de protección del viaducto empujado.

Se ha controlado exhaustivamente el proceso por medio de 4 inspectores de pintura nivel Frossio y un coordinador general, realizándose a diario y de continuo inspecciones de idoneidad de los equipos de chorro y pintura, condiciones climatológicas, estado de la superficie de acero, grado de preparación de la superficie, almacenaje de la pintura, espesores de pintura aplicada, ensayos de adherencia y cohesión, etc.

Para controlar el ambiente en el interior de la estructura metálica, una vez finalizado el tratamiento superficial y colocadas las dovelas en su posición definitiva, tanto en el viaducto empujado como en el atirantado, se colocaron 6 bastidores con 9 probetas, cada uno para realizar ensayos in situ. Analizados los resultados a 3, 6 y 12 meses, se aprecia que el ambiente interior de la estructura del puente es C2 (ambiente de baja corrosión), concluyendo que el sistema preparado para Clase 4 cumple holgadamente el nivel de protección exigido.

6. Control de calidad

Como parte integrante del PACMA, se elaboró el Plan de Ensayos para los materiales a emplear en la obra, donde se reflejan mediciones y ensayos a realizar.

Para llevar a cabo el control de calidad de los materiales se montó en obra un laboratorio propio (fig. 7) capacitado para la realización de ensayos de suelos, hormigones y mezclas bituminosas, dotado de medios adecuados: prensa de rotura de probetas de hormigón, cámara húmeda, hornos, pulidoras, etc.

Especial relevancia presentan la prensa de rotura de probetas de hormigón, dotada de 4 columnas pretensadas con capacidad de hasta 100 MPa., y la cámara húmeda para el curado de probetas de hormigón, con capacidad de hasta 5.000 probetas.

Se ha contado, también, con la colaboración de laboratorios externos para los ensayos de acero activo y pasivo, procedimientos y ensayos de soldadura, ensayos de pintura e, incluso,

Figura 7. Laboratorio de la obra.

análisis del agua de la bahía y del polvo emitido para preservar las condiciones medioambientales.

Además, se han realizado ensayos de contraste en laboratorios independientes por parte de la asistencia técnica a la dirección de obra, sin divergencias en los resultados.

Por su relevancia, en la tabla 1 se detallan ensayos de hormigón y acero.

Tabla 1
Datos relevantes de ensayos

Material	Medición	Ensayos
Hormigón	160.000 m^3	13.000 series de probetas
Acero activo	2.000.0000 kg	Superadas las 200 bobinas
Acero pasivo	30.900.000 kg	Superados 500 ensayos

En el campo de la estructura métalica, se han desarrollado procedimientos específicos llegando al detalle máximo de control con las fichas de soldadura. En ellos ha intervenido un equipo multidisciplinar, desde proyectista, oficina técnica, calidad, inspección, laboratorio y especialistas de la soldadura, alcanzándose el 100% de inspección de la soldaura ejecutada y con un porcentaje de fallo inferior al 2% [2].

7. Conclusiones

En el Puente de la Constitución de 1812 se ha dispuesto de los medios más avanzados en el control de la calidad, volcándose un equipo humano de gran exeperiencia, y disponiendo de los medios técnicos y tecnológicos más avanzados del momento para conseguir que la calidad sea producida, ya que nunca se podrá obtener con verificaciones y chequeos solamente.

Bibliografía

[1] P. Segura Perez, J.F. Marínez Díaz, Hormigón autocompactante antilavado para hormigón sumergido en las cimentaciones marítimas del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 43–48.

[2] A. Gastesi Iriarte, Controles de la estructura metálica en Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 235–243.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(278-279):277–285

www.elsevierciencia.com/hya

Original

Aspectos generales y casos concretos de los trabajos de supervisión estructural del proceso constructivo y medios auxiliares del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Structural site supervision about erection procedure and temporary works in the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay: General aspects and specific cases of study

Alejandro Castillo Linares [a], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez [b,*], Manuel Ángel Díaz García [c] y Marcos Jesús Pantaleón Prieto [b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ACL, Universidad de Granada, España*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, APIA XXI-LB IDC, Universidad de Cantabria, España*
[c] *Ingeniero Industrial, APIA XXI-LB IDC, España*

Recibido el 24 de noviembre de 2015; Received in revised form 17 de febrero de 2016aceptado el 19 de febrero de 2016
Disponible en Internet el 7 de abril de 2016

Resumen

La construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ha supuesto la suma de voluntades y esfuerzos de múltiples equipos de trabajo. Entre ellos, el Ministerio de Fomento encargó a APIA XXI realizar los trabajos de asistencia técnica para la supervisión estructural de las principales maniobras del proceso constructivo del tablero. En el presente artículo se relacionan los trabajos más significativos desarrollados en el ámbito de esta supervisión estructural. También se describe un caso concreto de estudio relacionado con el control de deformaciones del tablero bajo el proceso de atirantamiento mediante el método de la isotensión. Finalmente se presenta un análisis encaminado a valorar la sensibilidad a fractura de las barras de retenida del carro de izado de dovelas.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Supervisión estructural; Proceso constructivo; Medios auxiliares; Contraste; Isotensión; Fractura

Abstract

Construction of Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay has needed the combination of efforts and determinations of many working teams. Among them, APIA XXI was commissioned by the Ministry of Public Work to develop the Proof Check Consultancy for the more relevant phases of the erection procedure of the bridge. In this article the main tasks carried out inside this field are described. In addition, a specific case of study related to the geometric control of the bridge during the cable staying phases is explained. Finally, an analysis to evaluate the sensitivity to fracture of the retainer bars of the Lifting Frame is presented.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Proof checking consultancy; Structural site supervision; Erection procedure; Temporary works; Isotension; Fracture

1. Introducción

La construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz ha supuesto la suma de voluntades

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: oramos@apiaxxi.es (Ó.R. Ramos Gutiérrez).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.02.006
0439-5689/© 2016 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 30/10/2025

Nomenclatura

a	Profundidad de grieta.
E	Módulo elástico del acero de los cordones del tirante.
F_1	Fuerza aplicada en el tesado del cordón patrón.
F_2	Fuerza experimentada por los cordones del tirante tras el tesado del segundo cordón.
F_3	Fuerza experimentada por los cordones del tirante tras el tesado del tercer cordón.
F_n	Fuerza teórica en los cordones del tirante tras finalizar el proceso de tesado.
F_n*	Fuerza real en los cordones del tirante tras finalizar el proceso de tesado.
K	Rigidez teórica del anclaje de un tirante.
K^*	Rigidez real del anclaje de un tirante.
K'	Rigidez del cordón patrón.
K_I	Factor de intensidad de tensiones.
K_{IC}	Tenacidad a fractura.
L	Longitud de un cordón del tirante.
L_0	Distancia entre anclajes de un tirante antes de comenzar el proceso de tesado.
L_1	Distancia entre anclajes de un tirante tras el tesado del cordón patrón.
Y	Factor adimensional de corrección para el factor de intensidad de tensiones.
α	Correlación entre las rigideces teórica y real del anclaje de un tirante.
β	Correlación entre las fuerzas de tesado real y teórica de un tirante.
ΔF_1	Pérdida de fuerza de tesado en el cordón patrón como consecuencia del tesado del segundo cordón.
ΔL	Acercamiento entre anclajes de un tirante como consecuencia del tesado del cordón patrón.
δ	Deformaciones teóricas de la estructura.
δ*	Deformaciones reales de la estructura.
δ_2	Deformación experimentada por el anclaje y por el cordón patrón tras el tesado del segundo cordón del tirante.
ξ	Profundidad relativa de la grieta.
σ_{nom}	Tensión nominal de tracción de la barra, supuesta la ausencia de cualquier tipo de defecto o grieta.
Ω	Área de un cordón del tirante.

y esfuerzos de múltiples equipos de trabajo [1]. Entre ellos, el Ministerio de Fomento encargó a APIA XXI realizar los trabajos de asistencia técnica para la supervisión estructural de las principales maniobras del proceso constructivo del tablero.

Este trabajo de supervisión estructural se ha concretado en las siguientes tareas:

- Supervisión de los cálculos realizados por el proyectista del puente.
- Supervisión de los cálculos realizados por los proyectistas de los medios auxiliares.
- Realización de un modelo de cálculo independiente del puente, para llevar a cabo un contraste paralelo de tensiones y deformaciones durante el proceso constructivo.
- Realización de modelos de contraste de los medios y estructuras auxiliares principales.
- Asesoramiento a pie de obra para la definición y control de las principales maniobras del proceso constructivo.

2. Metodología de trabajo

2.1. Seguimiento del proceso constructivo

Para las tareas de seguimiento y contraste de la evolución tenso-deformacional del puente durante el proceso constructivo se ha elaborado un modelo de cálculo propio, evolutivo, tanto del tramo atirantado como del tramo de hormigón. De esta forma cada una de las fases críticas del proceso constructivo ha sido chequeada de forma independiente.

Algunas de las principales maniobras estudiadas (además de las propias relacionadas con el ciclo de izado, posicionamiento, soldadura, hormigonado y tesado de tirantes de cada dovela) han sido las siguientes [2]:

- Desbloqueo de empotramiento tablero-pila 12 y 13.
- Paso del tablero sobre la pila 11 y la pila 14.
- Llegada del tablero a la pila 10 y conexión con el viaducto desmontable.
- Llegada del tablero a la pila 15 y conexión con el viaducto contiguo de hormigón.
- Cierre del tablero en vano principal.
- Retirada y desmontaje de los medios auxiliares.
- Transporte e izado del tramo desmontable.
- Secuencia constructiva del tramo de hormigón.

La figura 1 muestra una imagen del modelo de cálculo para una fase típica de tesado de una familia de tirantes.

2.2. Revisión de medios y estructuras auxiliares

Las especiales características de este puente han conllevado a que la propia concepción, diseño e implantación de los medios auxiliares indispensables para su construcción suponga un reto de una magnitud considerable [3]. Ha sido un empeño particular de todos los agentes implicados en esta obra el hecho de que el tratamiento dado a los medios y estructuras auxiliares fuera comparable, en cuanto a los requisitos de diseño, revisión y control, al de los propios elementos definitivos del puente, para garantizar así la máxima eficacia y seguridad en cada una de las operaciones del proceso constructivo. En esta línea se ha realizado también una supervisión estructural crítica de los siguientes medios y estructurales auxiliares:

- Carro de izado y posicionamiento de dovelas.
- Carro de soldadura.
- Pórticos de izado del tramo desmontable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

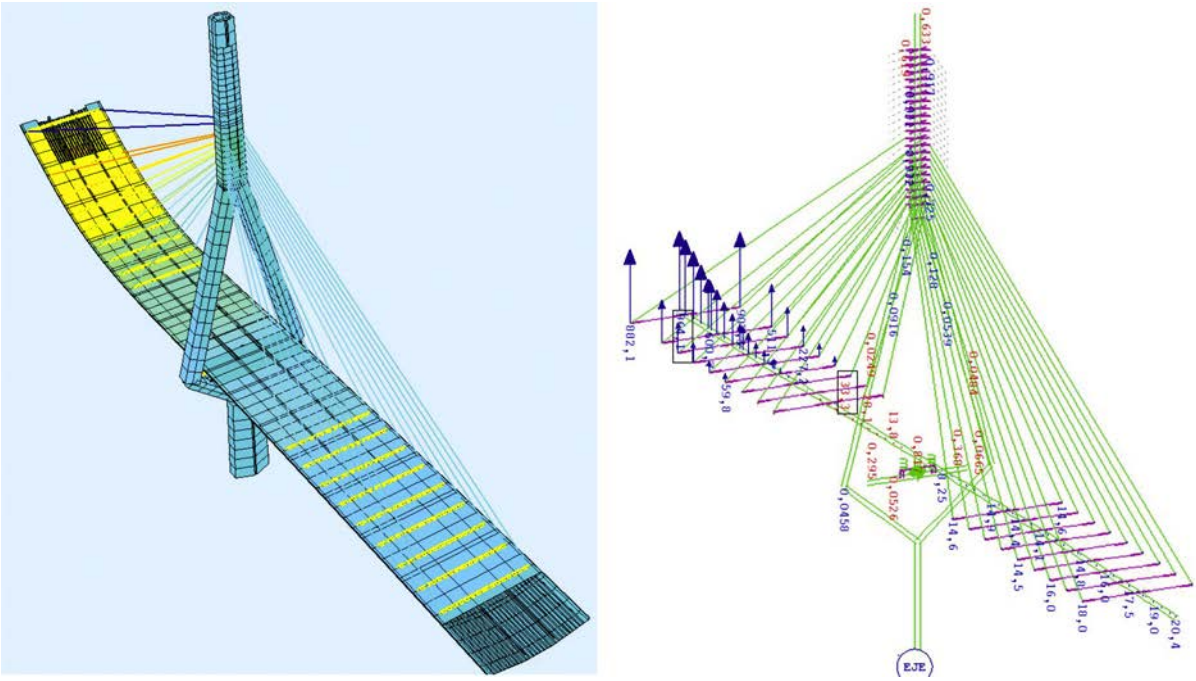


Figura 1. Imagen del modelo de cálculo de contraste para la construcción del tablero del tramo atirantado.

- Pescantes para paso por pila.
- Elementos de fijación provisional para cierre en clave.
- Carro de alas para hormigonado de voladizos.
- Cimbra cuajada y porticada para el tramo de hormigón.
- Cestos de tirantes.
- Ascensor.

Esta revisión crítica de los principales medios y estructuras auxiliares ha exigido realizar modelos de cálculo de contraste de detalle, tal como muestra la figura 2.

2.3. Seguimiento a pie de obra

La asistencia técnica para la supervisión estructural ha mantenido también un equipo a pie de obra, involucrado en las tareas de concepción, coordinación y supervisión de las principales maniobras del proceso constructivo del tablero.

Entendemos que, en su conjunto, esta metodología de trabajo, similar a la que se establece internacionalmente en puentes de parecida envergadura bajo la denominación de *Third Party-Independent Design and Construction Check* o *Proof Checking Consultancy*, ofrece una garantía adicional en el control de la construcción del puente.

3. Caso concreto: análisis de sensibilidad de las fuerzas de tesado y deformaciones del tablero en relación con las variaciones de rigidez de la estructura

3.1. Planteamiento del caso de estudio

Las labores de supervisión estructural llevadas a cabo no solo incluyen comprobaciones a tiempo real de la conducta prevista del viaducto y revisiones de los cálculos de los medios auxiliares específicos para los complejos procesos constructivos, sino que, yendo más allá, procuran también dar explicación de cuantos aspectos del comportamiento cotidiano de la obra parecen salirse de lo obvio y por lo tanto pudieran crear incertidumbres o perplejidad.

A manera de ejemplo de lo anterior, y como caso concreto, un hecho que llamaba la atención en la obra era que tras los tesados de los tirantes (por el procedimiento de isotensión), en ocasiones se obtenían cargas en los mismos que presentaban variaciones con respecto a las cargas teóricas finales, lo que aparentemente no se reflejaba en la deformada del tablero, que sí se asemejaba mucho a la teórica.

El procedimiento de isotensión de tirantes consiste en tesar los cordones individuales de cada tirante de manera sucesiva con gato unifilar, controlando que sean iguales la fuerza aplicada en cada uno de los cordones que se van tesando y la fuerza remanente en el primer cordón de los tesados, o cordón patrón. Ambas fuerzas se controlan mediante sendas células de carga instaladas en el cordón patrón y en el gato. Con este procedimiento se asegura que al terminar el tesado de un tirante todos los cordones posean la misma carga o tensión [4,5].

Ahora bien, durante el tesado sucesivo de los cordones de un tirante se produce un hecho que es intuitivo: los cordones del mismo tirante instalados anteriormente se van descargando. Esto implica necesariamente que el cordón patrón deba tesarse a una tensión superior que irá disminuyendo progresivamente hasta que se tese el último cordón. La carga final a la que quede el tirante constituye entonces una apuesta basada en el mejor conocimiento posible de la rigidez de la estructura, puesto que partimos de unas tensiones incrementadas teóricamente en el cordón patrón que únicamente al final del tesado coincidirán

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

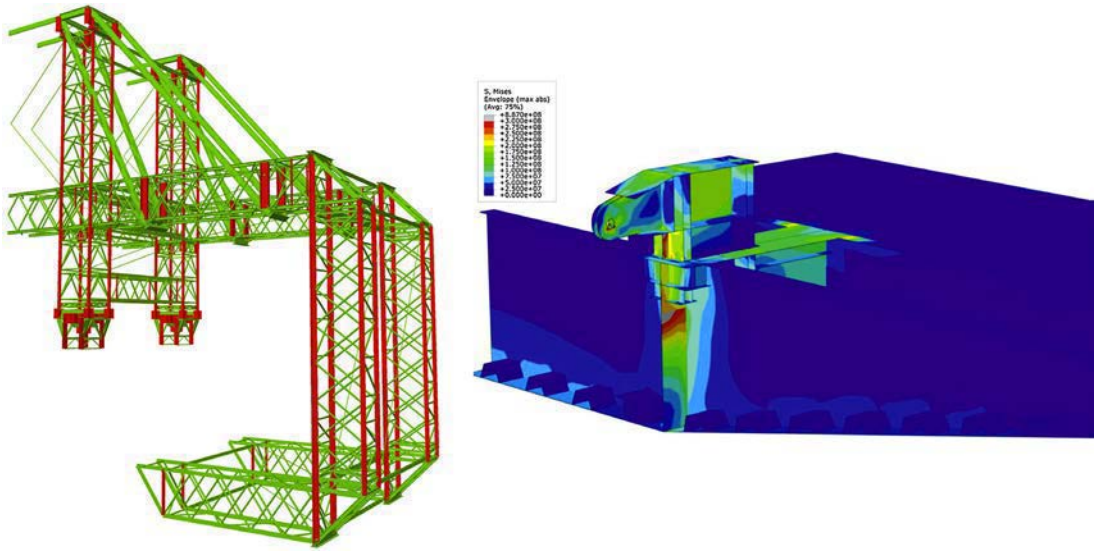


Figura 2. Modelo de cálculo de contraste del carro de alas y elementos para el cierre en clave y la unión con el tablero de hormigón.

exactamente con nuestro objetivo de carga en el tirante si el comportamiento deformacional real de la estructura es idéntico al estimado en nuestros modelos [6].

3.2. Descripción del proceso de tesado llevado a cabo en los tirantes

Cuando se tesa el cordón patrón de la estructura, los anclajes del mismo se acercan entre sí una cierta distancia (ΔL):

$$\Delta L = \frac{L_1 - L_0}{L_0} \tag{1}$$

Podemos llamar «rigidez del anclaje» (K) al cociente entre la fuerza aplicada en el cordón patrón (F_1) y el acercamiento entre anclajes (ΔL), de modo que:

$$K = \frac{F_1}{\Delta L} \tag{2}$$

El valor de la rigidez del anclaje es teórico antes de proceder al tesado del tirante y se obtiene, por lo tanto, del modelo de cálculo de la estructura. El tesado del cordón patrón puede esquematizarse según la figura 3, donde el acercamiento entre placas de anclaje correspondiente tiene un valor de δ_1.

Cuando se procede al tesado del segundo cordón del tirante, resulta que la rigidez del anclaje habrá incrementado levemente su valor, puesto que ahora se le sumaría la rigidez aportada por la presencia del cordón patrón, de valor K':

$$K' = \frac{\Omega \cdot E}{L} \tag{3}$$

siendo Ω el área de un cordón, E el módulo elástico del acero del cordón y L su longitud (y suponiendo, como puede comprobarse, un comportamiento perfectamente lineal).

En el proceso de tesado del segundo cordón se genera el reparto de fuerzas mostrado en la figura 4. A partir de

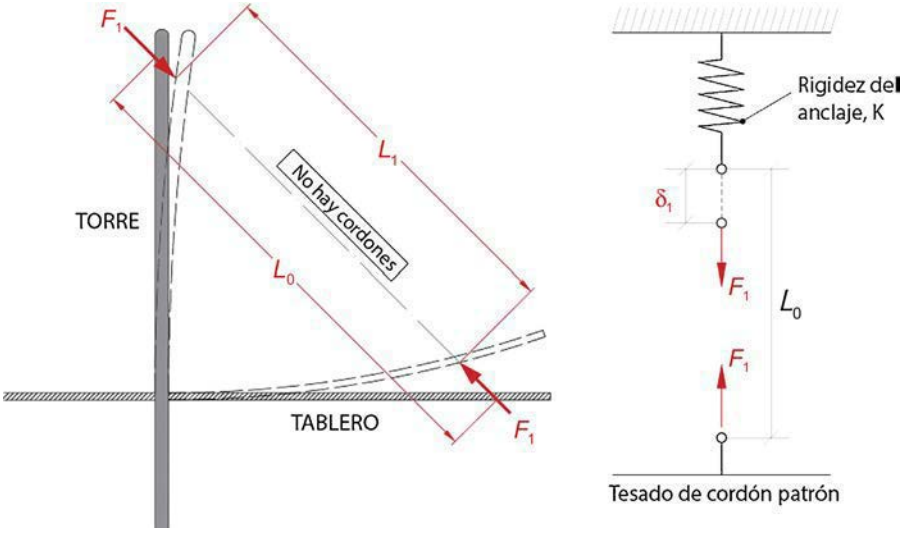


Figura 3. Modelo simplificado equivalente al tesado del cordón patrón de un tirante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

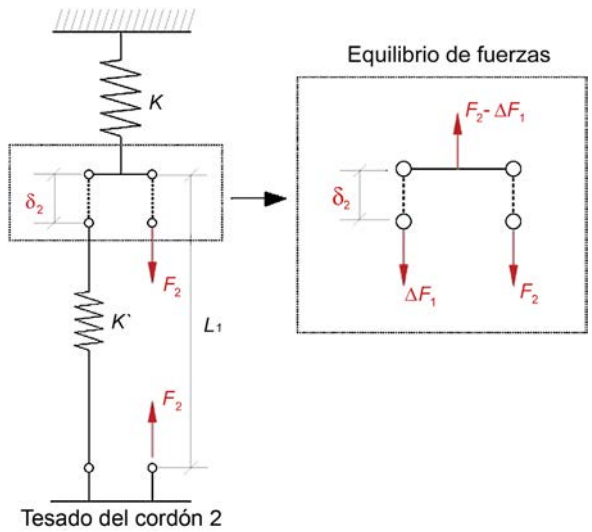


Figura 4. Modelo simplificado equivalente al tesado del segundo cordón del tirante. Equilibrio de fuerzas.

las deformaciones experimentadas por el anclaje y por el cordón patrón (δ_2), se establece la siguiente condición de compatibilidad:

$$\delta_2 = \frac{F_2 - \Delta F_1}{K} = \frac{\Delta F_1}{K'} \tag{4}$$

Al aplicar el proceso de isotensión en el tesado del segundo cordón ($F_2 = F_1 - \Delta F_1$), la carga de este y la del cordón patrón se habrán igualado hasta un valor de F_2. El valor de esta carga se obtiene sustituyendo la condición de isotensión en la ecuación 4:

$$F_2 = F_1 \left(\frac{K + K'}{K + 2K'} \right) \tag{5}$$

Tras el tesado del tercer cordón, operando de manera similar, las cargas de los 3 cordones tesados se habrán igualado hasta un valor de F_3:

$$F_3 = F_1 \left(\frac{K + K'}{K + 2K'} \right) \cdot \left(\frac{K + K'}{K + 3K'} \right) \tag{6}$$

Generalizando a n cordones, una vez terminado de tesar el tirante, cada uno de ellos tendrá la misma carga, igual a F_n:

$$F_n = F_1 \prod_{i=1}^{n-1} \left(\frac{K + i \cdot K'}{K + (i+1) \cdot K'} \right) \tag{7}$$

En la figura 5 se muestra la evolución de la fuerza en el cordón patrón a medida que se tesa el tirante (añadiendo cordones).

De acuerdo con la ecuación 7, si el tesado de cordones se realiza sobre una estructura muy flexible, entonces existirá mucha diferencia entre la fuerza del cordón patrón de inicio (F_1) y el último cordón tesado del tirante (F_n). Si la estructura fuese muy rígida, la curvatura de la gráfica de evolución de la fuerza en el cordón patrón disminuiría, reduciéndose la diferencia entre F_1 y F_n.

3.3. Influencia de la variación de la rigidez de la estructura en la fuerza final del tirante

Imaginemos que hemos obtenido teóricamente que la «rigidez del anclaje» es K. Entonces, a partir de la ecuación 7 habremos estimado una fuerza en el cordón patrón igual a F_1.

Ahora bien, si la rigidez real es $K^* = \alpha K$, distinta de la teórica, nos encontraremos que la fuerza en cada cordón del tirante tras finalizar el tesado el mismo será:

$$F_n^* = F_1 \prod_{i=1}^{n-1} \left(\frac{\alpha \cdot K + i \cdot K'}{\alpha \cdot K + (i+1) \cdot K'} \right) = F_n \prod_{i=1}^{n-1} \left(\frac{K + (i+1) \cdot K'}{K + i \cdot K'} \right) \cdot \prod_{i=1}^{n-1} \left(\frac{\alpha \cdot K + i \cdot K'}{\alpha \cdot K + (i+1) \cdot K'} \right) \tag{8}$$

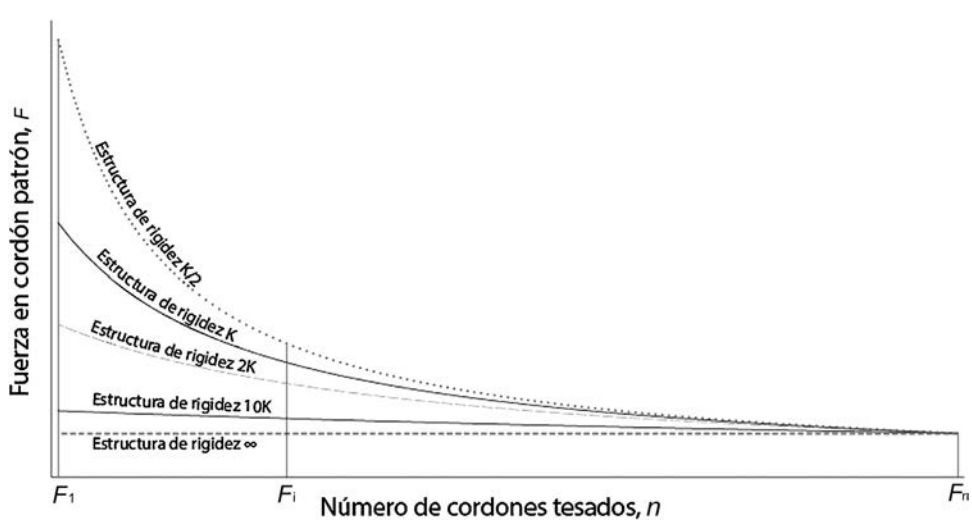


Figura 5. Comparartiva de fuerza en cordón patrón en función de la rigidez de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

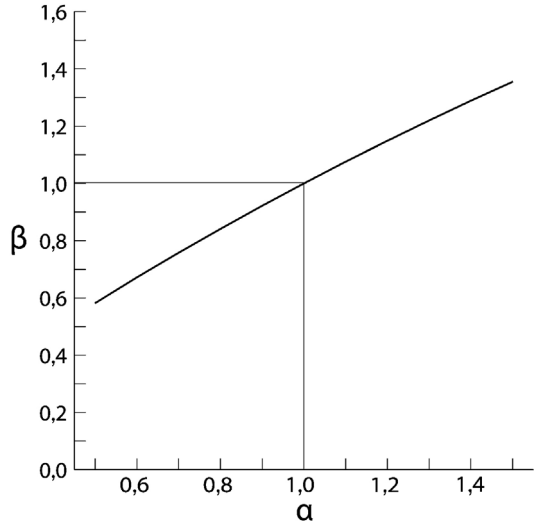


Figura 6. Relación existente entre α y β.

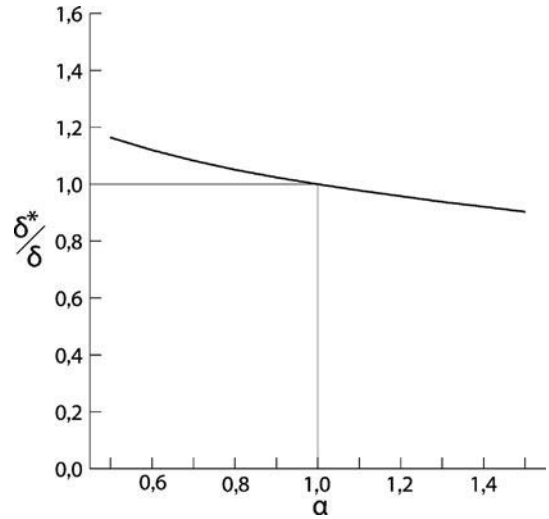


Figura 7. Relación existente entre el cociente de deformada real y teórica y α.

y por lo tanto:

$$\frac{F_n^*}{F_n} = \prod_{i=1}^{n-1}\left(\frac{K + i \cdot K'}{K + (i+1) \cdot K'}\right) \cdot \prod_{i=1}^{n-1}\left(\frac{\alpha \cdot K + i \cdot K'}{\alpha \cdot K + (i+1) \cdot K'}\right) \tag{9}$$

El coeficiente β expresa la ratio entre la fuerza real que toman los cordones y la fuerza teórica que se les pretendía aplicar, supuesta una rigidez real $K^* = \alpha K$ distinta a la teórica estimada a priori de valor K. En la figura 6 se observa la relación existente entre α y β.

Según la relación establecida, se obtiene (como conclusión esperada) que si la estructura resulta en la realidad más rígida que el valor teórico estimado en el modelo de cálculo, entonces el tirante se cargará más al aplicar el procedimiento de isotensión, y viceversa. En estructuras tan flexibles como el Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz, la desviación obtenida en la carga final del tirante es del orden de magnitud y similar a la variación inicialmente considerada en la estimación de la rigidez de la estructura.

3.4. Influencia de la variación de la rigidez de la estructura en la deformada final

Según lo visto anteriormente, para una estructura de rigidez real $K^* = \alpha K$, se obtendría una fuerza real en los cordones del tirante de valor $F_n{}^* = \beta F$.

Estableciendo una ratio entre las deformaciones teóricas de la estructura ($\delta = F/K$) y las deformadas reales obtenidas ($\delta^* = F^* / K^* = (\beta F) / (\alpha K)$) obtenemos la siguiente expresión:

$$\frac{\delta^*}{\delta} = \frac{\beta}{\alpha} \tag{10}$$

En la figura 7 se representa la ecuación 10 para los valores de α y β determinados en el apartado anterior, correspondiente a un caso concreto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.

En la figura 7 se observa cómo la relación existente entre el cociente de los valores de deformaciones reales y teóricas y el valor de α (representativo de la variación considerada en la obtención de la rigidez de la estructura) se asemeja a una recta cuasi horizontal. Se deduce que para variaciones del 20% en la estimación de la rigidez, por defecto o por exceso, la ratio obtenida entre las deformaciones reales y teóricas no supera el 5%.

A partir de estos resultados, eminentemente conceptuales, se puede concluir que variaciones relevantes en la estimación de la rigidez de la estructura tienen escasa influencia en la deformada obtenida tras el tesado de tirantes por el proceso de isotensión.

4. Caso concreto: análisis de la sensibilidad a fractura de las barras de retenida de los medios auxiliares empleados para el izado de dovelas

4.1. Descripción de los medios auxiliares empleados para el izado de dovelas

El izado de las dovelas del tramo atirantado se realiza mediante los medios auxiliares específicos denominados «carros de izado». En esta obra se dispusieron 4 unidades simultáneamente, una por cada avance en voladizo. El esquema estático longitudinal de estos carros es el de 2 vigas en celosía paralelas de gran canto dispuestas cada una con un vano biapoyado y un voladizo en extensión, del que se cuelga la dovela a izar. Evidentemente el apoyo de la viga adyacente al voladizo (o apoyo delantero) se comprime fuertemente por efecto del peso de la dovela (reacción positiva), mientras que el apoyo trasero se tracciona (reacción negativa).

Los carros de izado constituyen, pues, una estructura externamente isostática, lo que presenta la ventaja del conocimiento perfectamente definido de las reacciones teóricas que sufren durante el izado, unívocamente definidas con las ecuaciones de la estática; pero presenta la desventaja de constituir un sistema

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

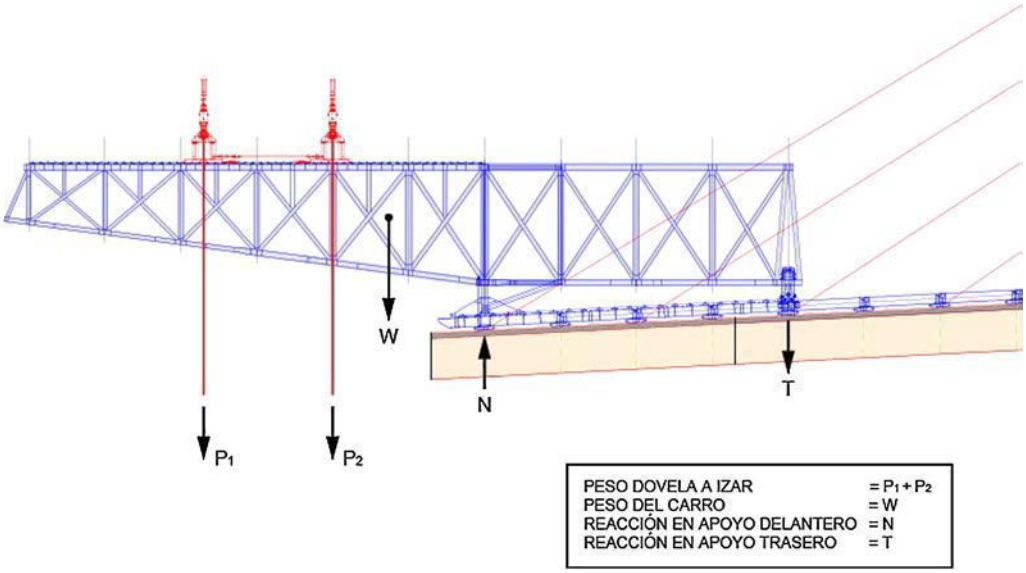


Figura 8. Diagrama de cuerpo libre del carro de izado.

en el que el fallo total de uno de sus apoyos pudiera provocar un quebranto global. Así, desde el punto de vista del equilibrio, la fiabilidad del sistema de izado reside en la propia seguridad individual de los apoyos delanteros y traseros. En las figuras 8 y 9 se muestra el diagrama de cuerpo libre del carro de izado donde se reflejan tanto las cargas exteriores (peso de la dovela y peso propio del carro), como las reacciones en apoyos delantero y trasero.

La necesidad de dotar de versatilidad geométrica al carro, además de la recomendación de eliminar cualquier mínima holgura en el apoyo trasero, motivaron que dicho anclaje a tracción fuera materializado mediante 2 grupos paralelos (uno por cada alineación de viga longitudinal paralela) de 4 barras pretensadas de acero de alto límite elástico. Las barras tienen un diámetro efectivo de 47 mm, equivalente a una sección de cálculo de 1.735 mm^2, y son de calidad S-950/1050. Cada una de las 8 barras dispuestas en cada carro cuenta, por tanto, con una capacidad a tracción nominal de 1.648 kN en el límite elástico (1.822 kN en rotura).

Figura 9. Barras empleadas en los anclajes traseros.

4.2. Diseño de las barras de anclaje traseras del carro de izado

Desde el inicio del diseño conceptual de los carros de izado se procuró que la seguridad estructural de los anclajes traseros residiese tanto en un abundante sobredimensionamiento como en cerciorarse de una conveniente ductilidad del sistema, minimizando la probabilidad de rotura frágil en las barras de alto límite elástico. Así, para la situación pésima de izado de dovelas, se calculó una tracción máxima teórica en cada conjunto de 4 barras de 1.889 kN, lo que, supuesto un reparto uniforme de la carga entre ellas, equivale a 472 kN nominales en cada una. Este valor se corresponde con una tensión nominal de servicio máxima en cada barra de 272 Mpa; valor que equivale aproximadamente a un 30% de su capacidad en el límite elástico.

El valor anterior está tomado en servicio, y no recoge las inevitables desviaciones que se han de producir entre barras de un mismo grupo (por diferencias en su carga de pretensado y por el leve efecto hiperestático derivado de la no coincidencia en planta de sus 4 barras) o entre los 2 grupos de cada carro.

Una de las principales preocupaciones durante el desarrollo de la obra fue limitar el riesgo de rotura frágil de estas barras como consecuencia de hipotéticas concentraciones de tensiones por existencia de defectos (entallas o grietas) previos en el material (una vez descartados otros factores teóricamente influyentes como las bajas temperaturas o la velocidad de la carga). Para ello, además de adoptar medidas adecuadas de inspección y protección de las barras, se llevó a cabo un análisis del riesgo de rotura frágil de dichas barras, tal como se describe a continuación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

4.3. Mecánica de la fractura. Evaluación de la integridad estructural de la barra

Es sabido que el incremento de fuerzas axiles de tracción sobre una barra puede originar la formación y el crecimiento de una grieta de tamaño a en primera fase de forma estable, pues aquella crece en relación con el crecimiento de las fuerzas, y por último, de forma inestable o súbita. La causa del avance del defecto es el incremento de tensiones existente en el fondo de la grieta en relación con las tensiones nominales introducidas por una fuerza P [7].

La intensidad de la tensión en el extremo de la grieta, causa de su crecimiento, es función tanto de la tensión nominal σ_{nom} como de las dimensiones geométricas de la barra y grieta. Se define así un parámetro denominado factor de intensidad de tensiones, denominado K_I, definido por la expresión 11:

$$K_I = Y\,\sigma_{nom}(\pi a)^{1/2} \tag{11}$$

donde:

K_I = factor de intensidad de tensiones.

Y = factor adimensional de corrección, que depende de la geometría concreta del caso de estudio, de la forma de aplicación de las cargas y de las condiciones de contorno.

σ_{nom} = tensión nominal de tracción de la barra, supuesta la ausencia de cualquier tipo de defecto o grieta.

a = profundidad de grieta.

La rotura de la barra tiene lugar cuando K_I alcanza un valor crítico K_{ic} denominado tenacidad a fractura del acero. Aplicando la teoría elástica lineal de la mecánica de la fractura, la tensión nominal de rotura de una barra sometida a esfuerzo axil de tracción, con presencia de una grieta de profundidad a sería:

$$\sigma_{nom} = K_{ic}/(\pi a)^{-1/2}/Y \tag{12}$$

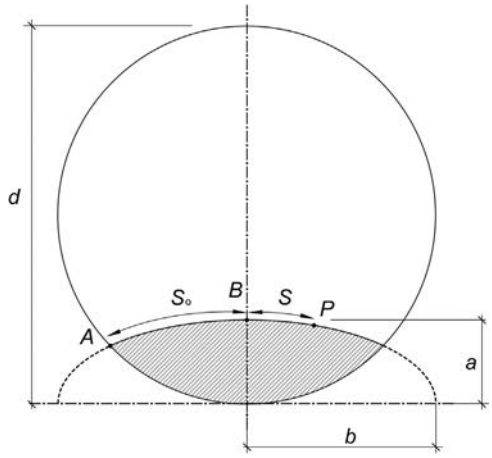


Figura 10. Grieta hipotética con forma semielíptica en plano perpendicular al eje de la barra [9].

Tabla 1
Coeficientes de Astiz

i/j	0	1	2	3
0	1,118	–0,171	–0,339	0,13
2	1,405	5,902	–9,057	3,032
3	3,891	–20,37	23,217	–7,555
4	8,328	21,895	–36,992	12,676

Fuente: [9].

Modelizando las hipotéticas grietas como elípticas (semiejes a y b, ver figura 10), el factor Y puede obtenerse, según [8], mediante la siguiente expresión:

$$Y = \sum_{\substack{i=0 \\ i \neq 1}}^{4} \sum_{j=0}^{3} C_{ij} \left(\frac{a}{D}\right)^{i} \left(\frac{a}{b}\right)^{j} \tag{13}$$

Donde los coeficientes C_{ij}, denominados coeficientes de Astiz, se corresponden con los mostrados en la tabla 1.

El valor más alto de la expresión (11) (valor más desfavorable) se obtiene siempre para $b > a$, convirtiéndose la expresión (13) en:

$$Y = 1,118 + 1,405 \cdot \xi^2 + 3,891 \cdot \xi^3 + 8,328 \cdot \xi^4 \tag{14}$$

Donde $\xi = a/D$, profundidad relativa de la grieta.

Particularizando la expresión (12) para un diámetro de barra de 47 mm, y considerando una tenacidad a fractura convencional de valor K_{ic} = 40 MPa m$^{1/2}$ (el cual se ha confirmado con un ensayo específico), obtenemos los valores mostrados en la tabla 2 para la tensión nominal de rotura de la barra en función de la profundidad del defecto a y del factor Y determinado según la expresión (14).

Tabla 2
Tensión nominal de rotura de la barra en función de la profundidad del defecto «a»

a(mm)	a/D	Y	σ_{nom} (MPa)
0,1	0,0021	1,118	1.050
0,250	0,0053	1,118	1.050
0,500	0,0106	1,118	903
1,00	0,0213	1,119	638
1,375	0,0293	1,119	544
2,000	0,0426	1,121	450
2,500	0,0532	1,123	402
3,000	0,0638	1,125	366
3,500	0,0745	1,128	338
4,000	0,0851	1,131	315
4,500	0,0957	1,135	296
5,000	0,1064	1,140	280
5,275	0,1122	1,143	272
5,500	0,1170	1,145	266
6,000	0,1277	1,151	253
6,500	0,1383	1,158	242
7,000	0,1489	1,166	231

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

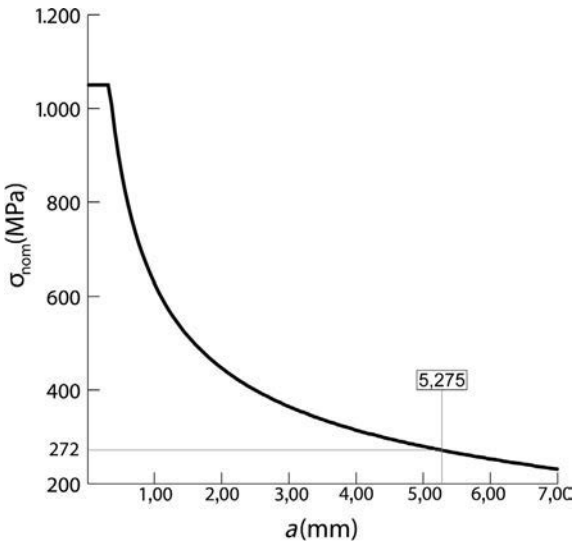


Figura 11. Tensión nominal de rotura de la barra en función de la profundidad del defecto «a».

Como puede observarse en la figura 11, para la máxima carga esperada en una barra (tensión nominal de 272 MPa), el tamaño máximo de grieta que se puede propagar previo a la rotura frágil de la barra es superior a 5 mm. Es este un valor muy alto, indicativo de la alta fiabilidad existente frente a este tipo de fallo. Basta darse cuenta que el reflejo de una entalla así en la superficie de una barra presentaría una longitud de 31 mm, y que, de acuerdo al documento NASA STD 5009 [10], se establece como factible la detección de indicaciones de 0,64 mm de profundidad mediante líquidos penetrantes y de 0,97 mm utilizando partículas magnéticas.

4.4. Protocolo para inspección, mantenimiento y sustitución periódica de barras

Una vez establecida la vital influencia que en la estabilidad del carro de izado tienen las barras del apoyo trasero, y analizado el bajo riesgo de rotura frágil —debido precisamente a las bajas tensiones de trabajo—, se procedió a definir un protocolo para la inspección, mantenimiento y sustitución periódica de las citadas barras, con el fin de asegurar en el tiempo su estabilidad, dado el alto número de operaciones asociadas a cada carro. A continuación se resume dicho protocolo, que fue seguido estrictamente durante todo el desarrollo de la obra:

- Se implantó un sistema físico de protección de las barras de los anclajes traseros frente a golpes fortuitos, proyecciones, calentamientos, etc.
- Dentro del sistema de calidad, se estableció un reconocimiento visual de las barras combinado con una inspección mediante partículas magnéticas o líquidos penetrantes, con el fin de detectar cualquier grieta o daño mecánico superficial, no aceptándose ningún tipo de defecto independientemente de su tamaño.
- Todas y cada una de las barras fueron instrumentadas con el fin de conocer su estado tensional en todo momento, ya sea con bandas extensométricas o con células de carga.
- Anteriormente a cada ciclo de izado se realizó una prueba de carga de las barras consistente en un tesado de las mismas al 70% de su límite elástico. De este modo, cualquier defecto o grieta debería propagarse en la prueba produciendo la rotura durante el ensayo.
- Se previó una sustitución periódica de las barras, con una regularidad acorde a la duración del proceso constructivo, eliminando así del escenario la posibilidad de propagación no detectada y consiguiente rotura frágil.

Bibliografía

[1] F. Pedrazo Majárrez, Introducción al Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) ix–x.
[2] L. Peset González, C. Lucas Serrano, J. de Los Ríos de Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 123–142.
[3] J.L. Castro Rubal, J. de Los Ríos de Francisco, J. Arroyo Márquez, J.L. Salamanca García, Medios auxiliares empleados en la construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 173–183.
[4] J. Sánchez de Prado, N. Trotin, P. Ladret, Sistema de atirantamiento del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 185–190.
[5] M. Spasojevic-Surdilovic, A. Spasojevic, Analytical solutions for determining tension force in strands of bridge stay-cable in isotension procedure, The International Conference Innovation as a Function of Engineering Development-IDE 2011, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Nis, 2011, pp. 319-324.
[6] J.A. Lozano Galán, Construction Control of Cable-Stayed Bridges, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya, Departament d'Enginyeria de la Construcció, 2013.
[7] M. Elices, A. Valiente, L. Caballero, M. Lordachescu, J. Fullea, J. Sánchez-Montero, et al., Failure analysis of prestessed anchor bars, Eng Gail Anal. 24 (2012) 57–66.
[8] M.A. Astiz, Estudio de la estabilidad de una fisura superficial en un alambre de acero de alta resistencia, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela de Ingenieros de Caminos, 1976. Disponible en: http://oa.upm.es/677/. Consultado 3 Oct 2014.
[9] M.A. Astiz, An incompatible singular elastic element for two and three dimensional crack problems, Int J Fract. 31 (1986) 105–123.
[10] NASA-STD-5009. Non destructive evaluation requirements for fracture-critical metallic components. Approved: 04-07-2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

PPG is proud to be the paint partner of choice for Spain's iconic Puente de la Constitución

PPG coatings enhance and protect a wide range of assets in some of the most demanding markets and environments across the globe. The new Constitución (also known as Puente de la Pepa) is the latest in a long line of bridges currently benefitting from our tried and trusted technology.

PPG PSX® 700 provided the ideal solution for the world's second largest bridge. This unique system uses patented engineered siloxane components to deliver excellent adhesion, toughness, corrosion and chemical resistance. It also offers significant cost savings by removing the need to use a traditional mid-coat epoxy.

PPG PSX 700:

- **Robust chemical structure:** patentad engineered siloxane components deliver excellent adhesion, toughness, corrosion and chemical resistance.
- **Unsurpassed performance:** corrosion/abrasion chemical resistance, gloss and colour retention proven to exceed that of other finishes. Highly resistant to stains, graffiti and dirt accumulation.
- **Significant cost savings:** less frequent repainting due to greatly extended service life. Quick and easy to apply using airless or conventional spray, brush or roller.
- **Outstanding environmental characteristics:** ultra high solids and extremely low VOC content. Free from hazardous isocyanates. Little or no thinning required reducing solvent emissions and hazardous waste.
- **Class A fire resistance:** low fire and smoke generation ratings. Saves lives and minimises asset damage.

Visit ppgpmc.com to learn more about PPG PSX 700.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2025

Puente de la Constitución 1812 (3.095 m)
Bahía de Cádiz

GINPROSA

c/ José Echegaray, 18. Parque Empresarial. Las Rozas (28232 - Madrid)
Tel: 91.799.49.00 • Fax: 91.799.49.10 • ginprosa@ginprosa.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/09/2025

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.

OFICINA DE PROYECTOS

CFCsL 50 años

PROYECTO Y ASISTENCIA TÉCNICA A LA CONSTRUCCIÓN
DEL PUENTE DE LA CONSTITUCIÓN DE 1812 SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ

www.cfcsl.com

Documento descargado de www.c-ache.com el 30/10/2025