HORMIGÓN y acero

nº 244

Segundo trimestre de 2007



Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



SOSTENIBILIDAD
DURABILIDAD
RESISTENCIA

El hormigón es respetuoso con
el **Medio Ambiente** por su capacidad de:

- Ser **reciclado**
- **Combinarse** con otros productos
- **Contención** de materiales peligrosos

El hormigón es el material
estructural más adecuado para una
construcción sostenible

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES

DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
José Abascal 53, 2º
28003 Madrid
www.ieca.es

Delegación de Canarias
D. Joaquín Romero Postiguillo
Juan Rejón 103, 3º A
35008 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.:928.46.28.00 - Fax:928.46.14.03
E-mail: iecacanarias@ieca.es

Delegación de Cataluña
D. Sergio Carrascón Ortiz
Valencia, 245 3º - 5ºp
08007 Barcelona
Tel.:934.87.22.83 - Fax:934.87.04.10
E-mail: iecat@ciment-catala.org

Delegación Centro
D. José Quereda Laviña
José Abascal 57, 4º
28003 Madrid
Tel.:914.01.41.12 - Fax:914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Delegación de Levante
D. Rafael Rueda Arriete
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.:96.381.90.33 - Fax:96.381.90.34
E-mail: iecadelegacionlevante@ono.com

Delegación Noroeste
D. Jesús Díaz Minguela
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.:987.23.48.33 - Fax:987.23.65.79
E-mail: iecanoroeste@infonegocio.com

Delegación Norte
D. Iñaki Zabala Zuazo
Telletxe 36, 3º Centro (B)
48993 Algorta, Vizcaya
Tel.:944.91.53.61 - Fax:944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Delagación Sur
D. Luis Garrido Romero
Virgen de Regla, 1 Esc. B, 1º 3
41011 Sevilla
Tel.:954.27.40.43 - Fax:954.27.26.43
E-mail: delegacion@iecasur.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL



Foto de portada: Viaducto de Escaleritas

HORMIGÓN y acero

Índice

REALIZACIONES

Viaducto de Escaleritas en Las Palmas de Gran Canaria **5-46**
Escaleritas Viaduct in Las Palmas de Gran Canaria
M.J. Pantaleón, O.R. Ramos, G. Ortega y J.M. Martínez

INVESTIGACIONES

Comportamiento a esfuerzo cortante de vigas prefabricadas pretensadas de hormigón autocompactable de alta resistencia **47-56**
Shear behaviour precast prestressed high strength self compacting concrete beams
Y. Choulli, A.R. Marí y A. Cladera

Un modelo de cálculo estructural aplicado al arco circular **57-66**
A model of structural calculus applied to a circular arch
F.N. Gimena, P. Gonzaga, L. Gimena y J.V. Valdenebro

Optimización heurística de pilas rectangulares huecas de hormigón armado **67-80**
Heuristic optimization of reinforced concrete hollow rectangular piers
F. Martínez, C. Perea, V. Yepes, A. Hospitaler y F. González

REALIZACIONES

Puente de ferrocarril sobre la N-152 en Parets del Vallès **81-90**
Bridge of the railroad over the N-152, in Parets del Vallès
J.Mª Roig

RINCÓN DE ACHE

Jornada Técnica Anual de Ache 2007 ..... **91**
Entrega de distinciones a los nuevos Miembros Honoríficos de Ache **93**
Manual de Tirantes (Recomendación E-12 de Ache y CICCP) **97**

EDITAN:

ache

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

DIRECTOR:
Luis Mª Ortega Basagoiti

VOCALES:
Juan Luis Alçalá Sánchez
Juan Jesús Álvarez de Andrés
José Mª Arrieta Torrealba
Miguel Ángel Astiz Suárez
Jaime Fernández Gómez
Jaime C. Gálvez Ruiz
Jesús Gómez Hermoso
David Izquierdo López
José Antonio Llombart Jaques
Francisco Morán Cabré
Antonia Pacios Álvarez
Santiago Pérez-Fadón Martínez
Javier Ripoll García-Mansilla
Jesús Rodríguez Santiago
Julio Vaquero García
José Mª de Villar Luengo

ASESORES:
Antonio Aguado de Cea
Pilar Alaejos Gutiérrez
Ángel Aparicio Bengoechea
Juan Carlos Arroyo Portero
Alex Barbat Barbat
Manuel Burón Maestro
Pilar Crespo Rodríguez
Ramón del Cuvillo Jiménez
David Fernández Ordóñez
Enrique González Valle
Javier León González
Rafael López Palanco
Antonio Marí Bernat
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Carlos Siegrist Fernández

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

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)

AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A. (AYESA)
Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja
41902 SEVILLA

ALATEC, S.A.
José Echegaray, 14 - Parque Empresarial Las Rozas
28230 LAS ROZAS (Madrid)

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

ASOC. NACIONAL PREF. Y DERIVADOS CEMENTO (ANDECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A
28046 MADRID

Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño, S.L.
Hernán Cortés, 19 - 1º Dcha
39003 SANTANDER

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

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

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

CEDEX (Laboratorio Central)
Alfonso XII, 3. 28014 Madrid

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS
Almagro, 42
28010 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. Tenerife, 4-6 - Edificio Agua, 1ª planta
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

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

ESTEYCO, S.A.
Menéndez Pidal, 17
28036 MADRID

EPTISA CINSA INGENIERÍA Y CALIDAD, S.A.
Avda. Iparraguirre, 82
48940 LEOIA (vizcaya)

EUROCONSULT
Avda. de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Acanto, 24 - 4º
28045 MADRID

Grupo Mecánica Estructural S.L
C/ Amílcar González Díaz, 18
Arafo (SANTA CRUZ DE TENERIFE)

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

IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID

INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID

INTEMAC
Mario Roso de Luna, 29 - Edif. Bracamonte
28022 MADRID

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCIÓN
Avda. de Elche, 164
03008 ALICANTE

INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS (IPAC)
Orense, 58 - 10º D
28020 MADRID

FUNDACIÓN LABEIN
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (Bilbao)

PRAINSA
Madrazo, 86.- Entlo. 1ª
08021 BARCELONA

S.G.S. TECNOS, S.A.
C/ Trespaderne, 29.
28042 Madrid

ZUBIA INGENIEROS
República Argentina, 22 - 2.º , Oficina 7
36201 VIGO (Pontevedra)

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

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:

AEFACER
acesa abertis
ANFOR Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.
armatek Sistema Constructivo
ARPO Empresa Constructora, S.A.
BBR Pte
VSL
CTT Stronghold
Ciments Molins Grup
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Girona
Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
DRACE
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA Trefilería
Eptisa Grupo EP
ferrovial AGROMAN
FH Ingenieros Fernández y Hernández Ingenieros, S.L.L.
Formigons Girona, S.A.
Freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
G.O.C.
GRACE Construction Products
Grupo Prainsa
idom
ines ingenieros consultores
Julián Arumí, S.L. Prefabricados de Hormigón
mecanoGumba
MK4
OHL
PACADAR
PERI Encofrados Andamios
prefabricados Castelo
prevalesa Prefabricados de Hormigón
PROES
Sedet Sociedad de estudios del territorio e ingeniería S.A.
Siegrist y Moreno S.L.
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
TZ ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026





Avda. Tenerife 4-6 San Sebastian de los Reyes 28700 Madrid. España.
Teléfono: 91 343 93 00 Fax: 91 343 94 00 www.grupoacs.com

DRAGADOS

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Viaducto de Escaleritas en Las Palmas de Gran Canaria

Escaleritas Viaduct in Las Palmas de Gran Canaria

Marcos Jesús Pantaleón Prieto
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Guillermo Ortega Carreras
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

José Manuel Martínez García
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

APIA XXI, S.A.

RESUMEN

El Viaducto de Escaleritas (Las Palmas de Gran Canaria) tiene una longitud total de 220 m, distribuida en 4 vanos de 100 m (vano atirantado), 42 m, 42 m, y 36 m. Esta estructura, eminentemente urbana, enlaza los barrios de Escaleritas y de La Feria, y dota de un gran sentido espacial una zona de la ciudad en constante crecimiento. La anchura del viaducto es de 21'50 m. El tablero es una sección cajón mixta acero - hormigón, que se sustenta en las pilas con un único apoyo, materializándose una luz de torsión de 220 m. El mástil, de 36'0 m de altura, es metálico, y conecta los 10 tirantes portantes que sustentan el tablero (en un único plano central) con las dos familias de tirantes traseros, ancladas a sendos macizos de retención.

Palabras clave: Atirantado, tablero mixto, mástil, tirantes, puente urbano.

1. INTRODUCCIÓN

Antes de pasar a detallar las características del Viaducto de Escaleritas queremos realizar algunas reflexiones acerca de un asunto bastante debatido en los últimos tiempos: el de los puentes urbanos.

En primer lugar, no nos pasa desapercibida la tendencia actual de desplazar la imagen del puente de los entornos urbanos, sustituida en la mayoría de los casos por túneles artificiales y soterramientos, y llevada al extremo en los no ya pocos ejemplos de demolición de puentes urbanos relativamente "jóvenes".

Adentrándonos en materia, podemos afirmar que uno de los primeros requisitos que ha de pedírsele a un puente (y cuánto más a un puente urbano) es el de la funcionalidad. Tal es así que este principio valió por sí sólo para sostener la mayoría de los proyectos de puentes urbanos hasta las tres cuartas partes del pasado siglo.

A partir de esos años se puso cada vez más el acento también en los aspectos que podríamos llamar formales, a través, por ejemplo, de la eliminación de paramentos completamente verticales y lisos en pilas y estribos (dotándolos de un mayor relieve), con la incorporación de criterios paisajísticos y ambientales, etc. (lo que no quiere decir, en modo alguno, que algunas de las realizaciones anteriores no explorasen ya estos caminos).

En cualquier caso, parece que ni siquiera la conjunción trabajada y lograda de funcionalidad y forma permite abrirse paso de manera firme en el campo

ABSTRACT

The Escaleritas viaduct (Las Palmas de Gran Canaria, Spain) has a length of 220m, divided in 4 spans of 100m (the cable-stayed span), 42m, 42m and 36m, respectively. This genuinely urban structure links the districts of Escaleritas and La Feria and provides this ever-growing area with a great spatial sense. The viaduct is 21.50m wide. The deck is a steel-concrete composite box section supported by the piers in a single bearing point, creating a torsion span of 220m. The 36.0m-high steel pylon connects the 10 front stays supporting the deck (along its longitudinal axis) with the two groups of retention stays, which are anchored to two retention blocks.

Keywords: *Cable-stayed, composite deck, pylon, stay cables, urban bridge.*

1. INTRODUCTION

Before analysing the main features of the Escaleritas viaduct, we would like to make some considerations regarding an issue which has been widely discussed in recent years –urban bridges.

First of all, we are very concerned about the current trend to oust the

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

bridge from urban areas and replace it with artificial tunnels and underground routes in most cases. This trend has gone as far as to demolish quite a few relatively "young" bridges in recent times.

To get down to the matter at hand, it can be stated that functionality is one of the main requirements for a bridge –and especially for an urban bridge. Indeed, this principle alone was the basis for the design of the majority of urban bridges up to the first three quarters of the last century.

From that point on, greater emphasis was given to the "formal" aspects: vertical, plain faces in piers and abutments were replaced by faces with grooves, displaying greater relief, landscape and environmental criteria were introduced, etc. (This does not mean in any way that certain previous designs had not attempted to introduce these aspects.)

In any case, even the successful integration of functionality and form seems to struggle to make its way within the field of urban bridge design. Indeed, Carlos Nárdiz talks about a "frightful engineering […] which is no longer sought after within the city". Furthermore, Javier Manterola states that "the urban bridge does not exist, it has been buried" (making the exception of bridges over rivers and those which are part of roundabouts) [1].

Therefore, we believe that the moment has come to take a step forward: to go from a functional and formal engineering (which is no longer enough by itself) to an engineering of the place, of the relationship – an engineering which creates a sculpture and a place and establishes relationships between the created object, the people and the rest of things.

Only then would the urban bridge be in a position to show its real vocation for permanence, since it would be fully integrated into the life of the city, with its dynamic and changing relationships. The urban bridge would create a new space and generate new perceptions going beyond the mere functionality or formal beauty (even if they are present on the bridge).

This idea of "place" seems to be more feasible, indeed, when the bridge really occupies a new space (e.g. crossing over a river or a stream bed that was disconnected before) than when it is only aimed at arranging a change, generally in road traffic.

In this latter case, it becomes even more necessary to make an effort to create a certain relationship, so as to avoid the bridge being seen as an outsider in the city. The bridge must be like any other street, or rather the best of the streets: for example, the bridge should not be noisier than the other streets (i.e. avoiding imperfections on the road surface or smoothing the expansion joint), the vehicle speed should be limited (i.e. avoiding excessively wide lanes or removing side shoulders) and the pavements should be wide enough to allow pedestrians to pass each other.

Fortunately, there are quite a few urban and peri-urban bridges in Spain which are examples of this "engineering of the place" and provide an added value to the city: the overhead roundabout in Zizur (a recent and extraordinary work), the flyover of Eduardo Dato street in Madrid, the Bach de la Roda bridge in Barcelona, the La Barqueta bridge in Seville, the La Alameda bridge in Valencia, the Euskalduna bridge in Bilbao, etc., and many others in other countries (such as the Le Corbusier bridge in Lille or the flyovers designed by Leonhardt in Düsseldorf and Hanover). All these examples encourage us to advocate for an increased recognition of the urban bridge, in complete harmony with the rest of the city.

The Escaleritas viaduct is an honest and enthusiastic approach to this idea, following the line of work developed by APIA XXI in previous projects for urban and peri-urban bridges (such as the La Barqueta bridge, the M-40 - N-1 junction, the Las Oblatas bridge or the structures for the Granada ring road, among others). However, we are aware that there is still a long road ahead.

2 GENERAL BACKGROUND OF THE DESIGN

The Escaleritas viaduct project arises from the need to solve a problem of communication between the districts of Escaleritas and La Feria del Atlántico. The Las Palmas de Gran Canaria City Council and the Gran Canaria Island

del diseño de los puentes urbanos. No en vano, Carlos Nárdiz habla de una "ingeniería temerosa… que está dejando de ser reclamada dentro de la ciudad", y Javier Manterola llega a afirmar que "El puente urbano no existe, simplemente, ha sido enterrado" (si bien sitúa como excepción los puentes situados sobre ríos y los que constituyen parte de glorietas circulares) [1].

Creemos que es el momento, por tanto, de dar un paso más: pasar de una ingeniería funcional y formal (que por sí solas ya no bastan) a una ingeniería del sitio, una ingeniería que crea una escultura y un lugar, y que establece relaciones entre el objeto creado, las personas y el resto de cosas.

Sólo así el puente urbano estará en condiciones de manifestar una auténtica vocación de permanencia, pues se incorporará de pleno a la vida de la ciudad y a sus relaciones dinámicas y cambiantes, como generador de un nuevo espacio y de unas nuevas percepciones que van más allá de la pura funcionalidad o de la belleza formal (aun conteniéndolas).

Efectivamente, parece más factible plasmar esta idea de sitio cuando realmente el puente ocupa un espacio nuevo (un paso sobre el río, o sobre una vaguada antes incomunicada) que cuando únicamente se busca articular, por ejemplo, un nuevo movimiento generalmente del tráfico rodado.

Es en este último caso cuando se demuestra aún más necesario realizar este esfuerzo de relación, para evitar que el puente sea percibido como un intruso en la ciudad. El puente debe mostrarse como una calle más, o como la mejor de las calles; así, por ejemplo, no debiera haber más ruido en el puente que en una calle (por lo que hay que suavizar las discontinuidades en la rodadura, cuidando la junta de calzada, entre otros factores), y debiera limitarse la velocidad de los vehículos (evitando carriles excesivamente anchos y eliminado arcenes) y proyectar aceras suficientemente amplias como para permitir el cruce de la gente.

Afortunadamente, en nuestra opinión, tenemos en España ejemplos suficientes de puentes urbanos y periurbanos que pertenecen a esta "ingeniería del sitio", y que dignifican y aportan un valor añadido a la ciudad (la glorieta de Zizur es un reciente y estupendo ejemplo, como también lo fueron el paso superior

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 1. Vista general del barranco de la ballena.
Figure 1. General view of the La Ballena gully.

de Eduardo Dato, Bach de la Roda, La Barqueta, el puente de La Alameda, el puente de Euskalduna, etc. y otros tantos fuera de España como el puente Le Corbusier – En Lille – ó los ya veteranos pasos elevados diseñados por Leonhardt en Dusseldorf y Hannover). Todos estos ejemplos nos animan a reivindicar la figura del puente urbano, en plena armonía con el resto de la ciudad.

El Viaducto de Escaleritas supone una honesta e ilusionante aproximación a esta concepción, que continúa explorando la misma línea de trabajo desarrollada por APIA XXI en anteriores proyectos de puentes urbanos y periurbanos (como La Barqueta, nudo de intersección M-40 – N-I, Puente de las Oblatas, estructuras de la Circunvalación de Granada, entre otros), aun sabiendo que es mucho el camino que queda por hacer.

2. CONCEPCIÓN GENERAL DEL DISEÑO

El proyecto del Viaducto de Escaleritas surge de la necesidad, planteada por el Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria y el Cabildo de Gran Canaria en concurso público, de resolver los problemas de comunicación existentes entre los barrios de Escaleritas y de La Feria del Atlántico, ante la falta de conexión transversal necesaria para salvar el Barranco de la Ballena, extenso surco que los separa y que hoy en día se está transformando en un parque urbano en continua expansión (Figura 1).

La zona de actuación presenta altas densidades de tráfico, debido a la utilización de dicho barranco como eje de penetración de la autovía de la Fase I de la Circunvalación de Las Palmas de Gran Canaria, que discurre en túnel artificial paralelo a la ladera oeste.

Así pues, se trataba de establecer una conexión viaria transversal al eje del barranco, dando continuidad a las calles Guillermo Santana Rivero y Sargento Provisional (dentro del barrio de La Feria) y a la calle Gustavo Navarro (dentro del barrio de Escaleritas).

Ya en fase de concurso, a la hora de identificar los principales condicionan-

Council invited tenders to provide the necessary connection to cross the La Ballena gully, a large depression separating both districts which is becoming an continuously-expanding urban park nowadays (Figure 1).

This area has a high traffic density, since the first stretch of the motorway bypassing Las Palmas de Gran Canaria runs parallel to the west hillside of the gully through a tunnel.

Therefore, the aim was to create a connection across the gully which would extend the streets of Guillermo Santana Rivero and Sargento Provisional (within the La Feria district) and Gustavo Navarro (in Escaleritas).

The main design constraints identified in the call for ideas stage were the morphology of the gully, the existing infrastructures, the area's urban development and the concept of pedestrian mobility.

The La Ballena gully is a south-north oriented valley that has been filled with

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

materials of very different nature over the years, reaching a thickness of up to 25m in the centre of the gully. Although the gully's original width was about 400m, successive landfill on the east hillside has finally left a width of 260m in the area chosen for the viaduct. Similarly, part of the gully's bottom was filled in 1998 during the construction of the artificial tunnel for the bypass motorway. Therefore, the gully's depth is nowadays between 14m and 16m . The west hillside keeps its natural soil, with an outcropping cemented conglomerate which belongs to Las Palmas's clastic formation.

Regarding the presence of other infrastructures, the main obstacle was obviously the artificial tunnel, which intersects the horizontal alignment of the new road in a 51-degree skew angle. For this reason, the larger span needed to be just at the start of the bridge. The position of the abutments was almost fixed, since the new road will be the continuation of the existing streets at both sides of the gully.

Besides, the urban planning has changed the La Ballena gully into a sports and recreation area, with new gardens on the hillsides and at the bottom which will turn it into a beautiful park. There are also several football grounds, and a new sports centre is planned to be built in the near future.

Considering all these factors, the concepts of diaphaneity and transparency became of paramount importance for the viaduct's design: the idea was to prevent the new structure from becoming a physical barrier for the north-south view of the future park.

Different alternatives were discussed in the study of alternative typologies, such as girder or slab types. However, the first span cross-section (which passes over the artificial tunnel) needed a depth of nearly 3.5m, which was unacceptable due to the minimum clearance required for the structure and the intended use of the park.

Therefore, the preferred solution focused on highlighting and differentiating the cable-stayed span from the rest of the viaduct. As a result, we started working on structural designs above ground level so as to achieve a reduced deck depth. Among these, arch-type solutions were rejected, since they were totally incompatible with the idea of avoiding placing an obstacle in the longitudinal view of the gully.

Consequently, the asymmetric cable-stayed solution for the main span began to take shape. The pylon would be on the west abutment, giving greater meaning to the roundabout for traffic distribution planned in this area (following the excellent examples of the bridge over the Lérez River [2] or the Generalidad Bridge over the Vinalopó River, among others). This solution allowed us to have a span distribution of 100.0m, 42.0m , 42.0m and 36.0m , optimizing the transverse permeability of the viaduct. Moreover, a single typology having a minimum uniform depth along the whole viaduct results in a better economic performance of the deck's crosssection (Figure 2).

The bridge has a constant slope of 1.5% in the vertical alignment, whereas the plan view shows that the main span lies inside a straight horizontal align-

tes del diseño, se prestó especial atención a la morfología del barranco, a la presencia de otras infraestructuras, al desarrollo urbanístico de la zona y al concepto de movilidad peatonal.

El Barranco de la Ballena es un valle con orientación general sur – norte que ha sido rellenado a lo largo del tiempo por materiales de muy diversa tipología y naturaleza, con un espesor de hasta 25 m en la zona central. La anchura original del barranco es de unos 400 m, si bien en la ladera este se han ido realizando sucesivos rellenos, lo que se traduce finalmente en una anchura de unos 260 m en la zona elegida para la estructura. Asimismo, en el año 1998, al construirse el túnel artificial de la Autovía de Circunvalación, se rellenó parte del fondo del barranco, de manera que actualmente su profundidad se sitúa entre 14 y 16 m. La ladera oeste mantiene el terreno natural, con afloración de un conglomerado cementado correspondiente a la formación detrítica de Las Palmas.

En cuanto a la presencia de otras infraestructuras, evidentemente la existencia del túnel artificial, que interseca de forma esviada la alineación en planta del nuevo vial (con un ángulo de 51º), se convierte en el principal obstáculo que hay que salvar, y es el que condiciona la luz mayor del puente justo en su arranque. Asimismo, la posición de los estribos del viaducto queda prácticamente fijada, puesto que se trata de dar continuidad a calles ya existentes tanto en una como en otra ladera.

Por otra parte, el planeamiento urbano ha configurado la zona del Barranco de la Ballena como una zona deportivo

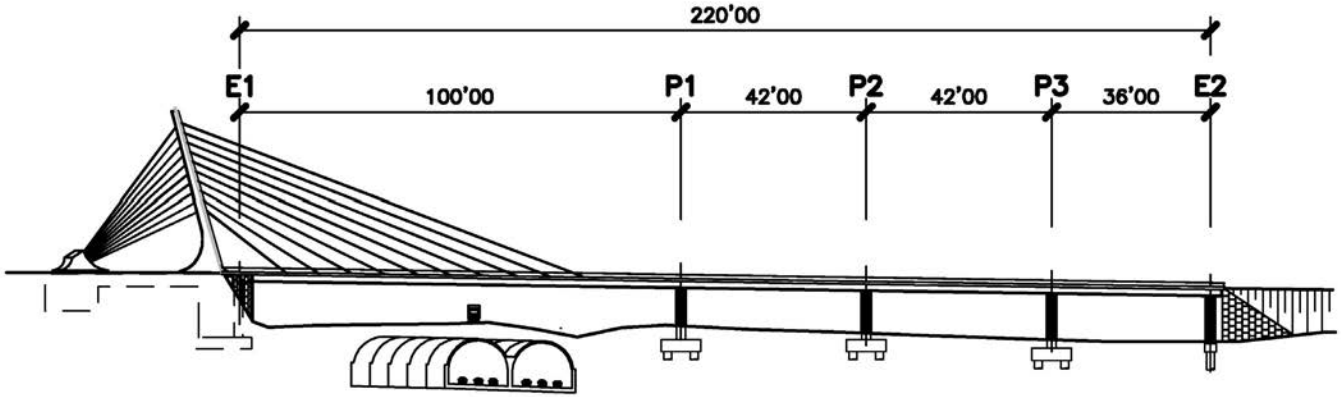


Figura 2. Alzado general.
Figure 2. General elevation view.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

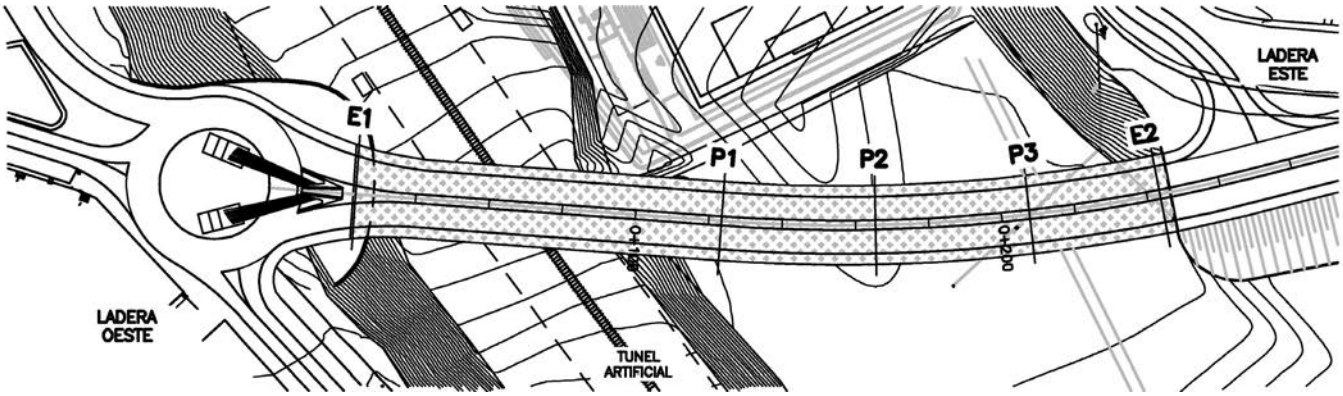


Figura 3. Planta general.
Figure 3. General plan view.

– recreativa, con un acondicionamiento ajardinado de las laderas y del fondo del barranco que lo convertirán en un magnífico parque. Igualmente, a la vez que ya hay presentes varios campos de fútbol, está prevista la próxima construcción en esa zona de un Palacio de los Deportes.

Con todo esto, empezaban a adquirir una importancia capital en el diseño del viaducto los conceptos de diafanidad y transparencia; esto es, conseguir que la nueva estructura no suponga una barrera física en la visión norte-sur del futuro parque.

En el estudio tipológico se plantearon en primer lugar soluciones tipo viga o losa, si bien la luz necesaria para el primer vano (el que salva el túnel artificial) obligaba a proyectar cantos cercanos a 3'5 m, excesivos teniendo en cuenta la poca altura de la estructura sobre el suelo y el propio uso del parque.

Así pues, nos inclinamos por diferenciar y destacar precisamente el vano de arranque del resto del viaducto, trabajando esquemas estructurales sobre rasante que permitieran cantos de tablero reducidos. De entre éstos, no nos convencieron las soluciones tipo arco, puesto que, precisamente, entraban en conflicto con la pretensión de no obstaculizar la visión del desarrollo longitudinal del barranco.

De esta forma, ganó cuerpo la figura del atirantamiento del vano principal, con configuración asimétrica, situando el mástil en el estribo oeste y dando más sentido aún a la glorieta de distribución de tráfico proyectada en esa zona (siguiendo los magníficos ejemplos del Puente sobre el Río Lérez [2] ó del Puente de la Generalidad sobre el Vinalopó, entre otros). Este atirantamiento del vano principal ha permitido acudir a una distribución de luces de 100, 420 , 420 y 360 m, con lo que se consigue optimizar la permeabilidad transversal del viaducto. Además, de esta forma se consigue un mejor rendimiento económico de la sección transversal del tablero, con una única tipología de canto constante mínimo para todo el viaducto (Figura 2).

El puente se sitúa dentro de una pendiente constante del 1'5% en alzado, mientras que en planta se ha proyectado el vano principal en una alineación recta que entronca con una curva a izquierdas de radio constante 450 m (Figura 3).

En cuanto a la forma de tratar la movilidad de los peatones se planteó, en su momento, la disyuntiva entre canalizar

ment, followed by a 450m-radius leftward circular alignment (Figure 3).

As for pedestrian mobility, the option of keeping pedestrian flow away from traffic (by creating adjacent footbridges) was initially considered. However, it was finally decided to use the same deck for both.

The final design has been conceived in response to the different relationships that will be established in the area, considering different approaches:

– First of all, from a distant and global perspective, the slender steel pylon is the backbone of the structure, the starting point for the front and back (retention) stays (Figure 4). This gentle shape rises to 36.0m above the ground and constitutes a real milestone in the urban landscape, although its height



Figura 4. Vista del viaducto desde el inicio del barranco.
Figure 4. View of the viaduct from the beginning of the gully.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 5. Vista del mástil en la glorieta 1. Toma realizada con gran angular.
Figure 5. VView of the pylon at rondabout 1. Wide angle picture.

este flujo de forma independiente al del tráfico rodado (por medio de pasarelas anexas), aunque finalmente nos decidimos por establecer una misma plataforma para ambas circulaciones.

En conjunto, el diseño finalmente planteado intenta dar respuesta a las múltiples relaciones que se establecerán con el entorno, desde varios puntos de vista:

– En primer lugar, y comenzando desde la visión más alejada y global, el eje vertebrador de la estructura lo constituye el esbelto mástil metálico del que parten los tirantes portantes y de retención (Figura 4). Este elemento, de formas suaves, se eleva hasta una altura de 36'0 m sobre el suelo y se erige en un auténtico hito visual de referencia, si bien su altura se ha acomodado a la de los edificios adyacentes. Como ya se ha dicho, las propias necesidades de espacio para alojar los tirantes de retención dan pleno sentido a la glorieta de entrada al puente, que distribuye los tráficos de entrada y salida.

El mástil se ha concebido como una única línea en alzado, sobria, sin quiebros, y con la inclinación suficiente para no abandonar una imagen de reposo, liberada de tensiones. El recrecido curvo en la parte inferior permite ofrecer una mayor base de apoyo, y ganar el espacio comprendido entre el mástil y los casetones de protección de los tirantes traseros (Figura 5).

Asimismo, la solución de tablero mixto acero-hormigón permite proyectar un atirantamiento poco agresivo, en un único plano central con 10 tirantes portantes y 20 de retención y, a su vez, materializar un canto bastante reducido en la sección transversal (de 1'80 m en el alma central y de 1'30 m en las almas

has been adapted to be in line with the adjacent buildings. As previously mentioned, the need to accommodate the retention stays gives full meaning to the roundabout that distributes the incoming and outgoing traffic from the bridge.

The pylon has been conceived as a straight, sober line with just enough inclination to keep a resting, tension-free position. The curved extension in the lower end provides a larger base for support and reduces the space between the pylon and the protective blocks for the back stays (Figure 5).

Similarly, the steel-concrete composite deck allows a non-aggressive staying system, along its the longitudinal axis, with 10 front stays and 20 retention stays; furthermore, it provides the opportunity to reduce the depth of the cross-section (1.80m in the central web and 1.30m in the side webs), which makes the structure lighter and more slender.

The ornamental lighting clearly draws the attention to the main elements of the structure (the lines of the stays and the pylon), but also highlights the bottom of the deck with different floodlights located on the piers, emphasizing the relationship between the structure and the park (Figure 6).

– Regarding the relationship between the new viaduct and the people taking a walk on the future park and the sports and recreation area which is being developed in La Ballena, the design of the cross-section was given a great deal of attention, since, being an urban bridge, it is going to be looked at "from below" on many occasions.

The cross-section consists of a 12.50m-wide metal box girder, with a curved bottom and inclined side webs. This curved shape creates a smooth outline and reduces the depth at both sides of the box girder (1.10m in the metal web).



Figura 6. Vista del viaducto iluminado desde el parque
Figure 6. View of the illuminated viaduct from the park.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 7. Vista del viaducto desde el parque.
Figure 7. View of the viaduct from the park.

laterales), lo que configura una unidad espacial bastante esbelta y aligerada.

La iluminación ornamental resalta los elementos principales evidentes del viaducto (líneas de los tirantes y mástil), pero también se encarga de dar relieve al fondo del tablero con proyectores situados en las pilas, potenciando así la relación de la estructura con el parque (Figura 6).

– Atendiendo a la relación entre el nuevo viaducto y los usuarios que pasen en por el futuro parque y lugar de esparcimiento y deporte que se está creando en la zona de la Ballena, se ha pretendido cuidar el diseño de la sección transversal, puesto que, como puente urbano, va a ser contemplado en muchas ocasiones "desde abajo".

A este respecto, la sección transversal está formada por un cajón metálico de 12'50 m de anchura, con fondo curvo y almas laterales inclinadas. La forma curva de la sección permite suavizar los contornos, estilizando, a su vez, el canto en el extremo del cajón, que alcanza un valor de 1'10 m en el alma metálica.

Para completar la anchura total de la sección (21'50 m), se extiende la losa de hormigón del tablero en voladizos de 4'50 m de longitud a cada lado del cajón central, soportados por costillas metálicas doble T, con canto variable, que representan una continuidad formal y estructural de la célula curva principal del cajón metálico. Estos nervios metálicos, espaciados cada 4'0 m, aproximadamente, consiguen aportar suficiente ritmo y dinamismo a la planta espejo del puente, rompiendo toda sensación de desplome o planeidad. La imposta metálica, semicircular, acoge el arranque de los nervios y elimina aristas agresivas en el contorno del tablero (Figura 7).

Evidentemente, en la relación del viaducto con el parque cumplen un papel fundamental las pilas, que refieren la estructura al fondo del barranco, y que se muestran como antítesis de los tirantes y del mástil, elementos estos que tienden a elevar el foco de atención a un plano superior. Se ha elegido una tipología austera en las pilas, materializando un monofuste de sección circular constante, quebrado por rehundidos que aportan un mayor relieve. Aquí se ha ponderado, sobre todo, la permeabilidad transversal de la estructura y, puesto que la altura de la rasante sobre el terreno no es más de 12 – 14 m, se han evitado todo tipo de cabezales o recrecidos en la parte superior de las pilas, suministrando estas un único punto de apoyo a la sección transversal del puente. De esta forma, el necesario empotramiento a torsión del tablero se lleva a cabo únicamente en los estribos, alcanzándose una luz total de torsión de 220'0 m. Este hecho, junto con el atirantamiento en un único plano centrado en el eje del tablero, justifica el diseño en cajón cerrado de la sección transversal del tablero.

The total width of the cross-section (21.50m) is completed by the concrete slab of the deck with 4.50m-long cantilevers at both sides of the central box girder, supported by double-T metal ribs with variable depth. These ribs provide a formal and structural continuity to the main curved cell of the metal box girder. The metal ribs, spaced longitudinally at approximately 4.0m intervals, provide enough rhythm and dynamism to the inferior view of the deck and avoid any perception of fall or flatness. The ribs terminate in a steel, semicircular cross-section impost (inferior part of the parapet) that avoids the perception of sharp edges in the deck (Figure 7).

Obviously, the piers also play an essential role in the relationship between the viaduct and the park, since they refer the structure to the bottom of the gully, acting as the antithesis of the stays and the pylon –these elements tend to shift the focus to an upper level. The chosen pier type is a sober single shaft of constant circular cross-section, with several grooves to create a perception greater relief. The main issue considered here was the transverse permeability of the structure. Since the structure's ground level does not rise more than 12m-14m above the gully's bottom, any kind of caps or extensions were avoided at the top of the piers. For this reason, the piers provide single-point supports to the bridge cross-section. Consequently, the deck is only fixed against torsion at the abutments, reaching a total torsion span of 220.0m. This, together with the fact that the stays are arranged along the longitudinal axis of the deck in one single line, this leaded to the closed box design of the deck's crosssection.

– Taking a closer view at the bridge, we can see that the structure design is totally open to pedestrians. As previously mentioned, the viaduct's total width is 21.50m, which allows for two carriageways with two lanes of 3.25m each, with no side shoulders. Apart from that, the bridge includes two 3.00m-wide pavements, one at each side, as well as a 0.50m-wide central median (slightly over the road surface). These pedestrian spaces are intended to balance the traffic distribution in the bridge, encouraging the use of the new structure as an effective connection between the districts of Escaleritas and Feria del Atlántico (Figure 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Similarly, the side railings have been conceived as diaphanous elements, with sober, curved posts continuing the rhythm of the metal ribs.

All in all, the Escaleritas viaduct really becomes a new street of the city, inviting to take a pleasant walk to contemplate the park and enjoy the extraordinary view which stretches to the Confital bay (Figures 9 and 10).

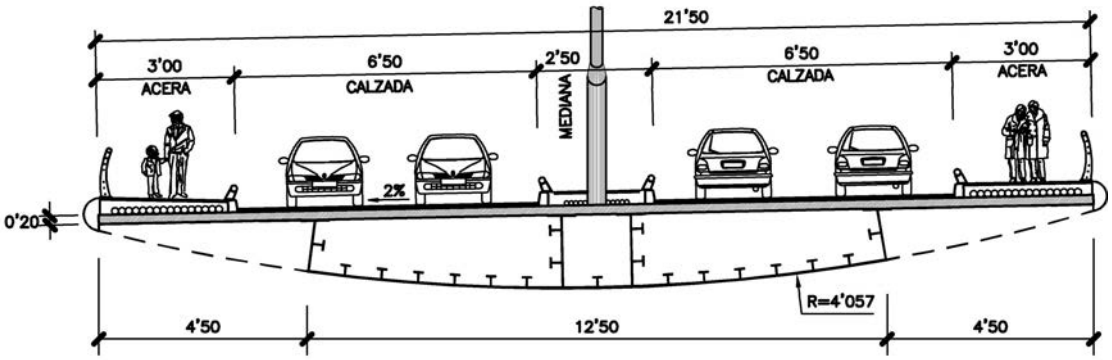


Figura 8. Sección tipo
Figure 8. Typical crosssection.

– Last, but not least, the viaduct is intended to serve not only as a connection between two districts overlooking the



Figura 9. Vista del viaducto desde una de las aceras.
Figure 9. View of the viaduct from one of the pavements.



Figura 10. Vista general del viaducto insertado dentro del viario de la ciudad
Figure 10. General view of the viaduct integrated into the road network of the city.

– En lo que respecta a la percepción más cercana del puente, se ha proyectado una estructura totalmente abierta a los peatones. Como ya se ha expuesto, el viaducto tiene una anchura total de 21'50 m, lo que permite alojar dos calzadas con dos carriles de 3'25 m cada una, sin arcenes. En cualquier caso, se han dispuesto aceras laterales de 3'00 m de anchura y una mediana central de 2'50 m, ligeramente elevadas sobre la cota de pavimento. Estos espacios peatonales equilibran la distribución de tráficos en el puente, invitando a hacer uso de la estructura como elemento real de conexión entre los barrios de Escaleritas y Feria del Atlántico (Figura 8).

Igualmente, la barandilla lateral, con postes curvos y sobrios que conservan el ritmo de las costillas metálicas, se ha concebido como un elemento transparente y diáfano.

De esta forma, el Viaducto de Escaleritas se configura como una auténtica nueva calle de la ciudad que invita al paseo tranquilo, desde la que se domina todo el parque y que abre el campo de visión extendiéndolo hasta la bahía capitalina del Confital (Figuras 9 y 10).

– Por último, pero no menos importante, se ha pretendido que el viaducto no sólo suponga una conexión entre barrios sobre el futuro parque, sino que represente también un camino de acceso al propio parque. De esta forma, el mástil y el estribo 1 se han envuelto en un sistema de rampas, escaleras y miradores que abrirán, en su momento, una nueva puerta a la comunicación entre el viaducto y la ciudad (Figura 11).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

3. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO

3.1. Tablero

La elección de la tipología mixta para el tablero presenta ciertas ventajas desde la perspectiva de un menor peso por metro lineal frente a la solución equivalente en hormigón, lo que permite establecer cierto ahorro en las necesidades de atirantamiento.

Como ya se ha comentado, por evidentes necesidades de rigidez y resistencia a torsión se ha dispuesto una sección cajón, bicelular en los vanos no atirantados y tricelular en el vano principal atirantado.

El cajón metálico, con acero de calidad S355 J2G3, tiene una anchura de 12'50 m, con fondo curvo de radio 405'74 m, y canto máximo de 1'60 m en el eje y mínimo de 1'116 m en las almas laterales. Estas almas son perpendiculares a la directriz que define la chapa de fondo, por lo que presentan una inclinación de 7'57º con respecto a la vertical. La losa superior de hormigón tiene un espesor de 0'20 m, con lo que el canto total en el eje es de 1'80 m y en las almas laterales es de 1'32 m.

Así pues, la esbeltez máxima del tablero oscila entre L/23 y L/32 en los vanos no atirantados y alcanza el valor de L/56 a L/76 en el vano principal. Como puede comprobarse la esbeltez del vano atirantado está en el rango bajo dentro de las habituales en puentes atirantados, condicionada por la necesidad de canto impuesta por los vanos no atirantados y buscando una óptima respuesta en torsión (donde la esbeltez se sitúa entre L/122 y L/167).

La sección tipo en el vano atirantado es tricelular, con 2 almas centrales separadas 1'500 m, entre las que se disponen los anclajes de los tirantes. Sobre cada alma se disponen platabandas metálicas de 0'600 m de anchura. La chapa de fondo está dividida en tres paneles, con un tramo central de 4'000 m de anchura que, generalmente, tiene mayor espesor. Esta tramificación de la chapa de fondo se acomoda también a las necesidades del proceso constructivo ya que el cajón metálico se transporta a la obra en esas tres partes, que posteriormente son soldadas in situ. Tanto las almas como la chapa de fondo están rigidizadas longitudinalmente con perfiles 1/2 IPE 450 ó 1/2 IPE 500 (Figura 12).

En los vanos no atirantados el cajón se convierte en bicelular, manteniendo el resto de características comunes a las de la sección por el vano atirantado.



Figura 11. Acceso al parque por la zona del estribo 1.
Figure 11. Entranceto the park in the area of abutment 1.

park, but also as an entrance to the park. For this reason, a system of ramps, stairs and balconies has been arranged around the pylon and abutment 1 so as to open a new gateway between the viaduct and the city in the near future (Figure 11).

3. DESCRIPTION OF THE VIADUCT

3.1. Deck

The choice of a composite deck type presents several advantages over the concrete deck solution. Especially, it

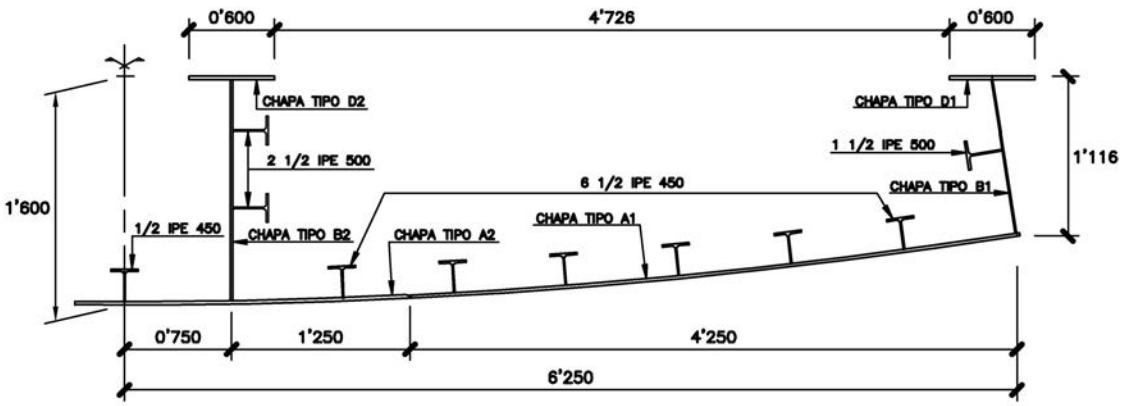


Figura 12. Sección tipo: zona atirantada.
Figure 12. Typical crosssection of cablestayed area.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 13. Marco transversal.
Figure 13. Transverse frame.

En las secciones próximas a las pilas la sección metálica se cierra también en la parte superior, disponiendo una chapa de techo en prolongación de las platabandas. Además, se invierte por completo el comportamiento de la sección, puesto que se refuerza la chapa de fondo con una losa de hormigón de 0'350 m de espesor y calidad HA-45, materializando la doble acción mixta ya comúnmente utilizada en numerosos tableros de esta tipología [3] [4]. De esta forma, no ha sido necesario emplear espesores mayores de 35 mm en el despiece de chapa tipo.

Se han proyectado marcos transversales de sección llena, rigidizada, con una separación aproximada de 4'000 m. Estos elementos cumplen una triple misión: la propia de rigidización transversal de los paneles de almas y alas, controlar la distorsión del cajón incorporando las cargas excéntricas e introducir las cargas transmitidas por la losa de hormigón, que se apoya en ellos. Cada una de las células de la sección metálica dispone de un paso de hombre, para poder realizar las inspecciones interiores necesarias (Figura 13).

También en las secciones de marco transversal se disponen las costillas metálicas que soportan los voladizos de la losa de hormigón. Estos elementos están constituidos por una viga en doble T con canto y anchura de alas variable. El canto en el extremo de la sección es de 0'150 m y su variación se acomoda a la directriz circular que define la chapa de fondo, en consonancia con la ley de flectores en las costillas (Figura 14).

En las secciones tipo abiertas, y para controlar la distorsión de la sección durante las fases de hormigonado, se ha dispuesto una triangulación superior formada por 2 UPN 160.

La introducción de la carga de los tirantes en el tablero se realiza a través de las almas centrales del cajón, mediante un sistema de placas de reparto soldadas finalmente a penetración completa a dichas almas en longitud mínima de 1'000 m. En las zonas de anclaje se incorporan nuevos rigidizadores transversales a las almas centrales (1/2 IPE 500)

has less weight per linear metre, which reduces the staying needs.

As previously mentioned, the evident stiffness and torsion resistance requirements justify the choice of a box section, which is tricellular in the main cable-stayed span and bicellular in the non-cable-stayed regular spans.

The 12.50m-wide metal box girder is made of S355 J2G3-grade steel with a curved bottom of a 405.74m radius, a maximum depth of 1.60m in the axis and a minimum depth of 1.116m in the side webs. Since these webs are perpendicular to the bottom plate, the side webs have a 7.57-degree inclination relative to the vertical. The concrete slab's thickness is 0.20m, which means a total depth of 1.80m in the axis and 1.32m in the side webs.

Accordingly, the maximum slenderness of the deck varies between L/23 and L/32 in the non-cable-stayed spans and reaches L/56 to L/76 in the main span. As we can see, the slenderness ratios of the cable-stayed span is in the lower range of typical slenderness in cable-stayed bridges. This slenderness ratio was determined using the depth of the non-cable-stayed spans, and was chosen to be in the range of optimal torsional response (where slenderness is between L/122 and L/167).

The typical cross-section in the cable-stayed span has three cells, with two central webs separated by 1.50m and the anchorages for the stays placed between them. Every web is topped with a 0.600m-wide metal flange plate. The bottom plate is made up of three panels, with a 4.000m-wide central section generally thicker than the others. This division also suits the requirements of the construction process, since the three sections were shipped separately and welded on site. The webs and the bottom plate are longitudinally stiffened with 1/2 IPE 450 or 1/2 IPE 500 profiles (Figure 12).

The box girder becomes bicellular in the non-cable-stayed spans, but the rest of features remain as in the cable-stayed span's section.

The steel section is closed at the top in the sections near the piers with a top plate that extends the flange plates. Moreover, the section's behaviour is completely reversed, since the bottom plate is reinforced with a 0.350m-deep HA-45-quality concrete slab, creating the double composite action which is now commonly used in many decks of this type [3] [4]. As a result, the maximum thickness needed for the plates was 35 mm.

The design includes full-section transverse stiffeners distributed at 4.000m intervals. These frames serve three different purposes: the transverse stiffening (of the panels) of the webs and

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 14. Costillas metálicas
Figure 14. Metal ribs.

flanges; control of the distortion of the box girder by absorbing the eccentric loads; and carrying the loads transmitted by the concrete slab, which is resting on them. Every cell in the metal box girder has a manhole for the necessary internal inspections (Figure 13).

The metal ribs supporting the concrete slab's cantilevers are continuation of the transverse frame stiffeners. The ribs are made up of a double-T beam with variable depth and flange width. The end of the section is 0.150m deep and its variation is consistent with the circular directrix of the bottom plate, according to the bending moment diagram in the ribs (Figure 14).

In the typical open sections, an upper triangulation with two UPN 160 profiles has been arranged to control distortion in the section during the concrete pouring operation.

The stays load is carried into the deck through the central webs of the box girder, using a system of distributing plates which are welded with full penetration to the webs with a minimum length of 1.000m. Further transverse stiffeners have been added to the central webs (1/2 IPE 500) in the anchorage areas in order to control the local buckling in the area of load application (Figure 15).

para controlar la abolladura localizada en la zona de introducción de la carga (Figura 15).

La separación entre tirantes en el tablero es de 7'55 m, con el primer tirante a 10'00 m del estribo 1 y el tirante 10 a 20'00 m de la pila 1. La razón de no haber proyectado un tirante nº 11 cercano a pila 1, como se esperaría, está en la casi nula eficacia que tendría, debido al mayor ángulo de inclinación (por debajo de 20º) y al hecho de que la elevada rigidez relativa del tablero anula el efecto del tirante en las secciones próximas a la pila.

Los diafragmas de pila, concebidos como vigas doble T en sentido transversal, sufren las consecuencias de la disposición en apoyo único, pues tienen que incorporar hasta el eje central la carga de las almas laterales. Ha sido necesario disponer chapas de 80 mm en las alas y



Figura 15. Módulo central del tablero por zona de anclajes de tirantes.
Figure 15. Central unit of the deck in the stays anchorage area.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 16. Diafragma de estribo 1.
Figure 16. Diaphragm of abutment 1.

The stays are arranged at 7.5m intervals on the deck, with the first stay being 10.00m away from abutment 1 and the tenth stay 2.00m away from pier 1. The decision against an eleventh stay near pier 1, as could have been expected, was taken due to two reasons: (a) it would be virtually inefficient due to the greater inclination angle (less than 20 degrees); and (b) the high relative stiffness of the deck would neutralize the effect of the stay in the sections close to the pier.

The single bearing arrangement affects mainly the pier diaphragms, conceived as transverse double-T beams, since they need to transmit the load of the side webs to the support, located in the central axis. In order to ensure the correct transmission of forces and to increase transverse stiffness, it was necessary to provide 70 mm thick webs, which also increase the transverse stiffness.



Figura 17. Prelosas en el tablero.
Figure 17. Stay-in-place concrete panels on the deck.

almas de 70 mm para asegurar una correcta transmisión de los esfuerzos y, asimismo, elevar su rigidez transversal.

En los diafragmas de estribo ha sido necesario disponer una separación entre apoyos de 15'00 m (superior a la anchura del fondo del cajón) para asegurar una componente vertical de compresión en la hipótesis pésima de máximo torsor con mínima carga vertical concomitante. Aún así, en ambos estribos ha sido necesario hormigonar parcialmente la sección hasta 8 m a cada lado del estribo, a modo de lastre. En el caso del estribo 1 se ha dispuesto, adicionalmente, un pretensado vertical sobre los apoyos.

El estribo 1 se convierte en el punto fijo del tablero y el lugar en el que se equilibran las componentes horizontales del tiro de los tirantes delanteros y traseros. Así pues, es necesario establecer el mecanismo de transmisión del axil del tablero al estribo. Para ello se han colocado 4 aparatos de apoyo de neopreno confinado con una capacidad total de 68.000 kN, situados entre las almas del cajón metálico y el muro frontal del estribo. Como es lógico se ha proyectado una potente rigidización horizontal de las almas en la zona próxima al estribo 1 que permite canalizar el axil del tablero hacia los aparatos de apoyo. Asimismo, y antes de realizar el primer tesado de los tirantes, se realizó un pretensado horizontal con barras, para ajustar la posición del tablero al estribo (Figura 16).

La losa superior de hormigón se ha proyectado con un espesor de 0'200 m, buscando minimizar el conjunto del peso propio del tablero. La calidad del hormigón ha sido HA-40. Se ha optado por realizar el hormigonado de la losa sobre prelosas colaborantes de 0'070 m de espesor, con lo que se evita la necesidad de cimbras o carros de encofrado. Estas prelosas se han construido en módulos de 1'000 m, 4'424 m, 4'826 m y 5'576 m de anchura, trabajando en dirección longitudinal apoyadas en los marcos transversales y en las costillas metálicas de los voladizos (Figura 17).

Se ha prestado especial atención al tratamiento anticorrosivo del acero del tablero, dadas las características de cercanía al mar y de abrasión. En este sentido, se ha establecido un sistema protector exterior de 4 capas (imprimación, sellado, intermedia y acabado) con un espesor total de 315 µm. Interiormente

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

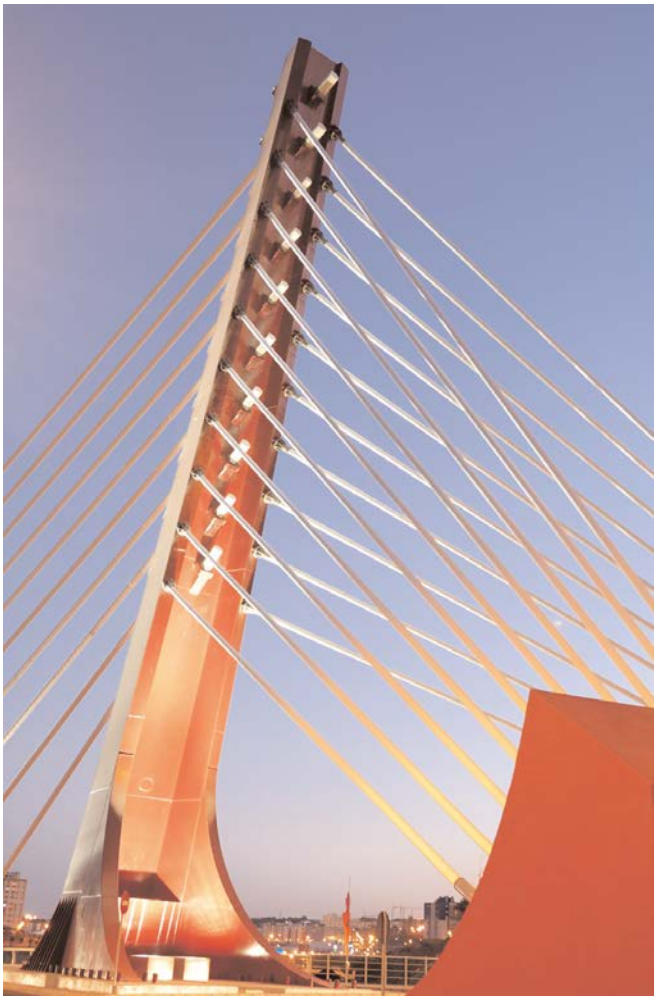


Figura 18. Vista del mástil iluminado desde la ladera oeste.
Figure 18. View of the illuminated pylon from the west hillside.

se ha establecido una doble capa de epoxi poliamida con aluminio laminar con un espesor total de 160 µm. Igualmente, todas las zonas críticas desde el punto de vista anticorrosivo se han revestido con una capa extra, a franjas, de pintura intermedia.

3.2. Mástil

El mástil tiene como misión fundamental conectar los tirantes portantes, que atirantan el tablero, con los de retención, que afianzan la reacción contra el terreno, resultando un elemento esencialmente comprimido.

La decisión de hacer el mástil metálico se tomó por coherencia formal con la utilización del acero en la sección del tablero, considerando, a su vez, que el ahorro económico que suponía realizar el mástil en hormigón tenía una baja repercusión en el total de la obra. Asimismo, en la línea de otros mástiles metálicos de viaductos atirantados diseñados en APIA XXI (La Arena [5], Paterna, Potosí, etc.) entendemos que la tipología metálica permite resolver de forma limpia la transmisión de esfuerzos desde los anclajes al propio mástil, y la prefabricación en taller especializado de los elementos metálicos permite un mayor control y replanteo de los anclajes y dichos elementos de transmisión.

El mástil se empotra en el cuerpo del estribo 1 a una distancia de 4'0 m del eje del tablero. Presenta una inclinación de 75º en el plano vertical, hacia el lado de los tirantes de retención, y una altura total de 35'63 m (Figura 18).

La sección transversal está formada por tres cuerpos. El central está constituido por un segmento de circunferencia, de cuerda variable con la altura (entre 2'278 y 0'975 m) y una chapa recta trasera también variable (entre 2'821 y 1'517 m). Ambos elementos mantienen una separación constante de 1'200 m y constituyen el elemento resistente fundamental. A este cuerpo se añaden sendos brazos sensiblemente paralelos a los tirantes de retención. La longitud de los brazos es también variable con la altura (desde 2'676 hasta 1'250 m). Así pues, tanto en el alzado frontal como en el lateral se aprecia una variación lineal en las dimensiones de la sección. Como ya se explicó anteriormente, en la parte inferior del mástil se ha proyectado un faldón como extensión de los brazos laterales, de contorno curvo (Figura 19).

El espesor de las chapas utilizadas en el mástil varía entre 20 y 60 mm, y la soldadura entre los distintos elementos de la sección tipo se ha realizado a tope con penetración parcial.

sary to place 80mm plates in the flanges and several Ø m m webs.

In the abutment's diaphragms, a 15.00m separation between supports (wider than the bottom of the box girder) was needed to guarantee that no tensile forces are developed at the bearings in the hypothesis of maximum torsion with minimum concomitant vertical load. Even so, a partial pouring of the section slab was needed in both abutments (up to 8m on both sides of the abutment), to act as ballast. Additionally, a vertical prestressing has been arranged for the supports in abutment 1.

The horizontal components of the forces carried by the front and back stays are in equilibrium at abutment 1, which becomes the fixed point of the deck. Consequently, we had to define the transmission mechanism of the deck's axial force to the abutment. To achieve this, 4 neoprene pot bearings with a total capacity of 68,000kN were located between the metal girder's webs and the front wall of the abutment. The webs near abutment 1 have a strong horizontal stiffening so as to direct the deck's axial force to the bearings. Furthermore, we carried out a horizontal prestressing with bars before the first tensioning of the stays in order to adjust the deck's position to the abutment (Figure 16).

The HA-40 concrete slab was designed with a 0.20m depth so as to minimize the self-weight of the deck. The slab was poured over collaborative precast stay-in-place (SIP) concrete panels with a thickness of 0.070m, in order to avoid the need for falsework. These SIP panels were built as 1.000m, 4.424m, 4.826m and 5.576m-wide pieces, and rest on the transverse frames and the metal ribs of the cantilevers, bending in the longitudinal direction of the deck (Figure 17).

Due to the proximity to the sea and the abrasion risk, special emphasis has been given to the anticorrosive treatment. For this reason, a 4-layer external protection system has been designed (priming, sealing, intermediate and finishing), with a total thickness of 315µm. The internal side has a double layer of polyamide epoxy with laminated aluminium, with a total thickness of

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

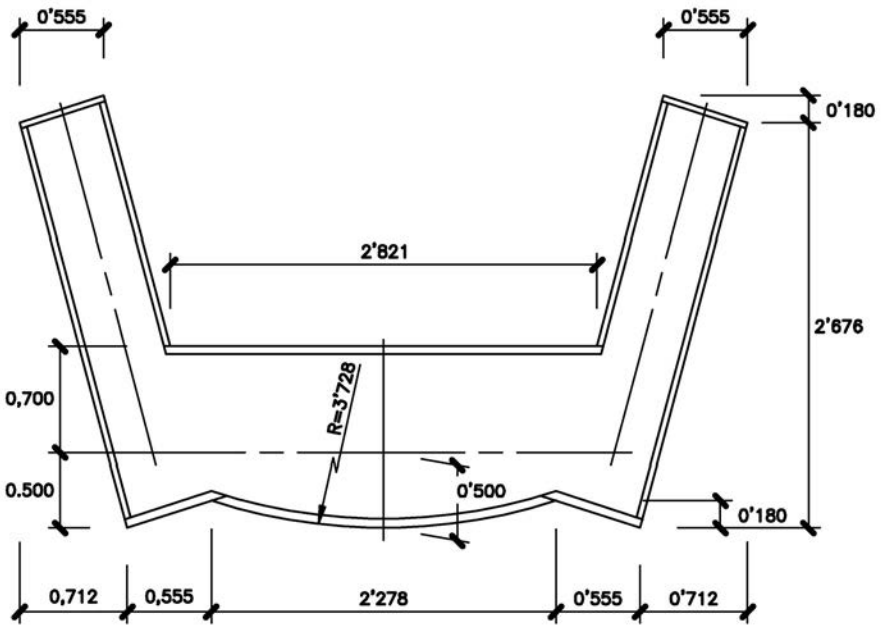


Figura 19. Sección transversal del mástil.
Figure 19. Crosssection of the pylon.

1θ μm. Moreover, all the critical areas in terms of abrasion have been covered with an additional strip layer of intermediate painting.

3.2. Pylon

The pylon's main mission is to connect the front stays with the retention stays, thus becoming an essentially compressed element.

The choice of a steel pylon was aimed at keeping a formal consistency with the use of steel in the deck's section. Besides, the cost reduction of a concrete pylon would have had little impact on the total cost of the structure. In line with other steel pylons in cable-stayed viaducts designed by APIA XXI (La



Figura 20. Premontaje del mástil en el taller metálico. Diagramas horizontales.
Figure 20. Preassembly of the pylon in the metal workshop. Horizontal diaphragms.

La estabilidad lateral del mástil está garantizada gracias a la disposición espacial de los tirantes de retención, que confieren un gran arriostramiento transversal.

La disposición de los tirantes en el mástil es en semiarpa. El primer tirante está situado a 15'00 m de distancia de la base (medidos sobre la directriz inclinada), de forma que se conserva gálibo vertical suficiente en la glorieta. La distancia entre tirantes en el mástil es de 2'25 m.

La relación entre la altura del mástil y el vano principal está por debajo de los valores frecuentes para un funcionamiento óptimo del sistema de atirantamiento, lo que hace que los tirantes finales delanteros pierdan parte de su eficacia, como se verá más adelante. Sin embargo, se prefirió mantener una altura de mástil en proporción a la de los edificios adyacentes, y no mayor.

Dadas las reducidas dimensiones de la sección transversal del mástil se ha optado por realizar el anclaje de los tirantes por fuera de la propia sección. Gracias a la disposición espacial de los tres conjuntos de tirantes, no hay ningún problema de intersección de unos con otros dentro del mástil, puesto que los anclajes de una misma pareja de tirantes delanteros y traseros se realizan a distinto nivel, por la diferente inclinación que mantienen. De esta forma, los tirantes traseros se anclan en la parte delantera de los brazos, y los tirantes delanteros se anclan en la parte trasera del cuerpo central. Esta disposición facilita, igualmente, las labores de inspección y eventual sustitución de un tirante.

La transmisión de fuerzas entre los tirantes y el mástil se encomienda a dos diafragmas horizontales y a otros dos dispuestos según la inclinación del tirante, formados por chapas de entre 25 y 50 mm y situados por encima y por debajo del plano de anclaje de cada tirante (Figura 20).

Los tirantes traseros se anclan en el mástil según una directriz recta, sensiblemente vertical, y en los macizos de retención según otra directriz recta, en este caso sensiblemente horizontal; por lo tanto se inscriben dentro de un paraboloide hiperbólico que dota de gran sentido espacial las vistas frontales del viaducto (Figuras 21 y 22).

El empotramiento del mástil en el estribo se realiza a través de una potente placa de apoyo de 80 mm de espesor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 21. Vista trasera del mástil.
Figure 21. Rear view of the pylon.

La necesidad de transmitir a la sección de hormigón del estribo el flector no compensado del mástil obliga a proyectar un chapón de apoyo de mayores dimensiones en planta que la sección del mástil, por lo que ha sido necesario rigidizarlo considerablemente. Por último, el chapón se cose al cuerpo del estribo mediante barras roscadas de 40 mm de diámetro.



Figura 22. Vista trasera del mástil.
Figure 22. Rear view of the pylon.

3.3. Sistema de atirantamiento

Los tirantes del Viaducto de Escaleritas son del tipo usual de cordones individuales. Se han empleado cordones de calidad Y1860 – 15'7 mm (área de 150 mm^2).

En la Tabla 1 se resumen las características principales de cada uno de los tirantes delanteros y traseros.

Tanto para los tirantes traseros como para los delanteros el anclaje regulable está situado en el mástil. De esta forma se centraliza desde ahí todo el proceso de tesado. Por tanto, en los macizos de retención y en el tablero se disponen los anclajes fijos. El tesado de los tirantes se ha realizado mediante gato unifilar.

Arena [5], Paterna, Potosí, etc.), we believe that this pylon type provides a simple solution for the transmission of stresses from the anchorages to the pylon. Moreover, pre-manufacturing the metal elements in a specialised workshop allows an increased control and gives the opportunity to redesign the anchorages and the transmission elements.

The 35'63m-high pylon is embedded into the body of abutment 1, 4.0m away from the deck's axis and leaning backwards (away from the deck) with a 75degree inclination angle (Figure 18).

The cross-section is divided into three components: the central unit consists of a circular segment with the chord varying with height (between 2.278m and 0.975m) and a straight plate at the back which is also variable (between 2.821m and 1.57m). These two parts, together with a constant separation of 1.200m, are the main element of resistance. This unit is continued by two arms perceptibly parallel to the retention stays. The length of the arms also varies with height (from 2.676m to 1.250m). Consequently, a linear variation is observed both in the front and in the side elevation views. As previously mentioned, both arms have a curved extension at the lower end (Figure 19).

The thickness of the plates used in the pylon varies from 20mm and 60mm and the different elements of the typical cross-section have been welded with full-strength partial penetration (Figure 20).

The arrangement of the retention stays ensures the lateral stability of the pylon, as it provides an important transverse bracing.

The stays are arranged in the pylon following a semi-harp pattern, with the first cable located 15.00m away from the base (measured from the inclined axis), which allows enough vertical clearance in the roundabout. The stays intersect the pylon at 2.25m intervals.

The ratio between the pylon's height and the main span is below the common levels for an ideal performance of the staying system. For this reason, the final front stays are less efficient, as we shall see later. Nevertheless, we decided to keep the pylon's height in line with the adjacent buildings.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 1. Características de los tirantes delanteros y traseros
Table 1. Front and back stays specifications

TIRANTES DELANTEROS										
	TD1	**TD2**	**TD3**	**TD4**	**TD5**	**TD6**	**TD7**	**TD8**	**TD9**	**TD10**
Nº cordones	42	52	61	53	45	54	43	36	75	68
Anclaje	55	55	61	55	55	55	55	37	75	75
Longitud (m)	24.367	32.224	40.325	48.535	56.831	65.154	73.537	81.936	90.354	98.776
Ángulo cuerda (º)	40.1	33.8	30.0	27.5	25.8	24.5	23.5	22.7	22.1	21.5
TIRANTES TRASEROS										
	TT1	**TT2**	**TT3**	**TT4**	**TT5**	**TT6**	**TT7**	**TT8**	**TT9**	**TT10**
Nº cordones	12	18	24	23	19	23	19	16	37	37
Anclaje	19	19	27	27	19	27	19	19	37	37
Longitud (m)	41.723	41.854	42.124	42.533	43.072	43.735	44.517	45.412	46.412	47.509
Ángulo cuerda (º)	24.6	27.9	31.2	34.4	37.5	40.5	43.5	46.3	48.9	51.5

Given the reduced size of the pylon's cross-section, the anchorage of the stays was designed to be outside the section. The specific arrangement of the three groups of stays avoids any problem of intersection within the pylon, since the anchorages for a given pair of stays are at a different level, due to their different inclination. The back stays are anchored at the front side of the arms, whereas the front stays are anchored at the back side of the central unit. This arrangement also allows easier inspection and facilitates the substitution of a stay if necessary.

The transmission of forces between the stays and the pylon is carried out by two horizontal diaphragms, together with two others arranged according to the stay's inclination. These diaphragms are composed of 25mm-50mm plates located on and beneath the anchorage plane.

The back stays are anchored to the pylon and retention blocks following straight lines, clearly vertical in the former case, and horizontal in the latter. As a result, the back stays form a hyperbolic paraboloid which confers a great spatial sense to the front views of the viaduct (Figures 21 and 22).

The pylon is fixed to the abutment by means of a strong 80mm-thick support plate. Since the non-compensated bending moment needs to be transmitted to the abutment's concrete section, a large support plate had to be designed. This plate had to be considerably stiffened, since its size in the plan view was bigger than the pylon's section. This support plate is attached to the abutment through several 40mm-diameter threaded bars.

3.3. Staying sytem

The stays used in the Escaleritas viaduct are the common strand type, standard Y1860 - 15.7mm (area of 150mm m^2).

The main features of each of the front and back stays are shown in Table 1.

Los anclajes utilizados son los HDE (ajustable) (Figura 23) y HD (fijo) (Figura 24) de Freyssinet, con el corrector de desviador ya incorporado. Estos anclajes permiten una desviación angular total del 2'5%, si bien se limita la variación por efecto de la sobrecarga de uso al 1'0%. A la salida del anclaje se mantiene el neopreno amortiguador de vibraciones. Se ha exigido una resistencia a la fatiga de 200 MPa para una carga oscilante de $2 \cdot 10^6$ ciclos.

El sistema de protección anticorrosión de los tirantes consta de la clásica triple barrera:

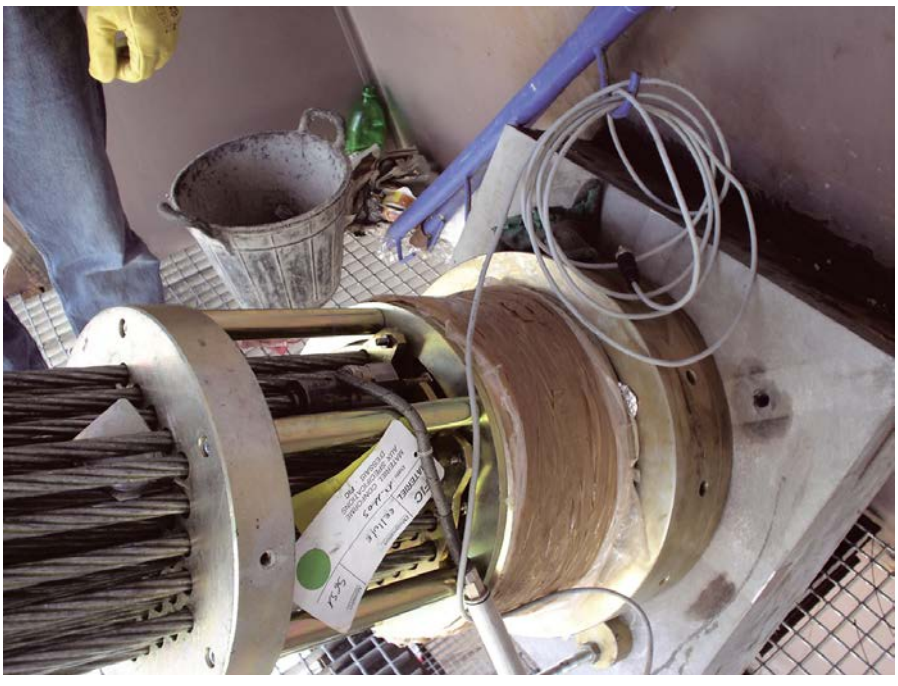


Figura 23. Anclaje regulable en el mástil.
Figure 23. Adjustable anchorage at the pylon.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 24. Anclajes fijos en macizo de retención y en tablero.
Figure 24. Fixed anchorages at the retention block and at the deck.

– galvanizado antes del último trefilado de los siete alambres que componen el cordón.

– superficie del cordón recubierta por una película de cera y encapsulada dentro de una vaina individual de PAD.

– vaina global de PAD que aloja en su interior el conjunto de cordones de un tirante, sin inyectar.

En las vainas exteriores se ha incorporado una corruga exterior, a fin de evitar fenómenos de vibraciones indeseadas en situaciones de viento y lluvia.

A la salida de los tirantes en el tablero se ha dispuesto un tubo de acero inoxidable antivandálico, con una altura de 2'0 m (Figura 25).

3.4. Pilas y estribos

3.4.1. Cimentaciones

Como ya se ha indicado el Viaducto de Escaleritas salva el Barranco de la Ballena. Dicho barranco tiene un sustrato rocoso formado por conglomerados arenosos cementados, presentes en la zona central y hacia la ladera oriental, y por conglomerados limoso-arenosos en



Figura 25. Tirantes con tubo antivandálico.
Figure 25. Stays with antivandalism pipe

Both the front and back stays have their adjustable anchorage at the pylon, in order to centralize the whole tensioning process. Accordingly, the fixed anchorages are at the retention blocks and at the deck. The tensioning operation of the cables was carried out with a singlecable jack.

The anchorages are Freyssinet's HDE (adjustable) (Figure 23) and HD (fixed) (Figure 24), with built-in deviation corrector. These anchorages allow a total angular deviation of 2.5%, although the live load reduces the variation to 1.0%. The neoprene vibration damper is continued along the stay in the section close to the anchorage. The required fatigue strength is 200MPa for an oscillating load of 2 x 10^6 cycles.

The anticorrosive treatment for the stays is the classic threebarrier system:

– *the 7 wires composing the strand are galvanized before the last wiredrawing;*

– *he strand surface is covered by a wax film and then encapsulated in an individual HDPE sheath; and*

– *an external HDPE sheath houses each of the stays set of strands, without grouting.*

The external sheaths are covered by a corrugation in order to avoid unwanted vibrations under wind and rain conditions.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

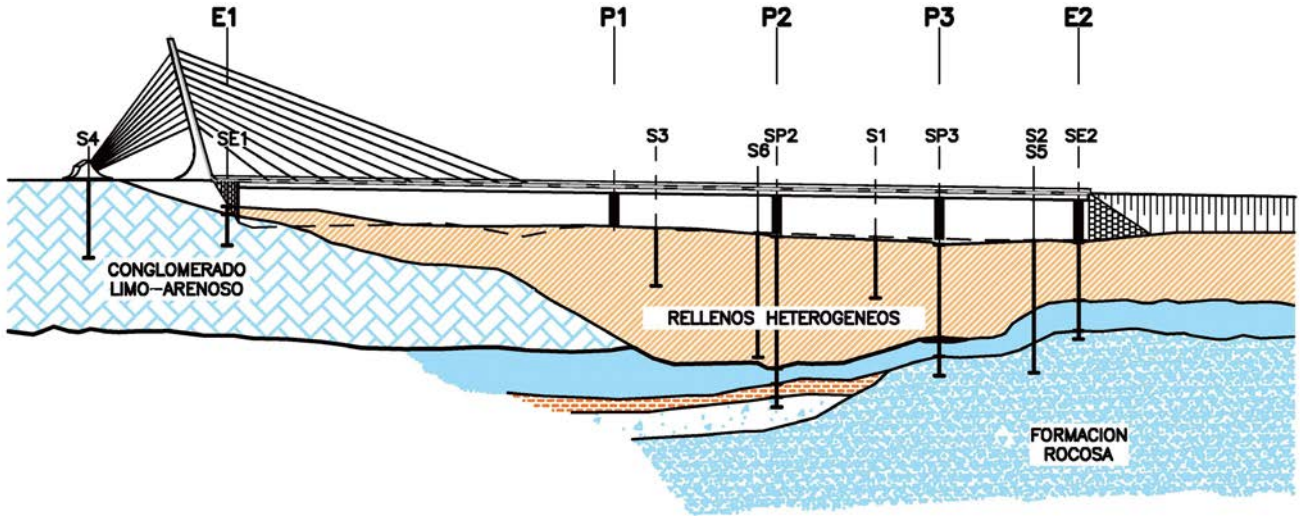


Figura 26. Perfil geológico del Barranco de la Ballena.
Figure 26. Geological profile of the La Ballena gully.

A 2.0m-high anti-vandalism stainless steel pipe has been added to the stays in the section close to the deck (Figure 25).

3.4. Piers and abutments

3.4.1. Foundations

The La Ballena gully has a rock substrate made up of cemented sand conglomerates in the central area and up to the east hillside, and sand-silt conglomerates in the west hillside. The top of the rock substrate is between 25m and 40m deep in the central and eastern area, surfacing in the much-steeper west hillside. On top of this layer there are landfill materials of a very different nature, mainly human-related (Figure 26).

As a consequence, direct foundations are only possible for abutment 1 (over the cemented conglomerate), and deep foundations are necessary for the rest of supports.

3.4.2. Piers

All the 3 piers of the Escaleritas viaduct are located on human-related heterogeneous landfill, as previously mentioned. For this reason, the foundation had to be carried out with piles. These piles need to go through the whole landfill layer down to the rocky clastic formation at the bottom of the gully. Since these are end-bearing piles, the penetration depth into the rock must reach a length of at least 3 diameters.

The piles are likely to be affected by negative friction as the upper landfill layer is not very compact. This means that the piles will be subjected to strong additional loads transmitted by the fill, apart from those already applied by the structure. The negative friction has been evaluated using the Brinch-Hansen's formula.

Considering the presence of negative friction and the significant loads transmitted to the foundations by the piers, a 1.800m diameter was chosen for the piles (instead of the more common 1.500m diameter). The foundation of piers 1 and 2 is formed by six ø1.800m piles, whereas only four ø1.800m piles are needed for pier 3. The total length of the piles reaches almost 40m for piers 1 and 2, since these piers are located in the central part of the gully, where the weight of the upper landfill material is higher. Near the east hillside (pier 3), where the top of the rock substrate is closer to the surface, the piles' length is reduced to 30m.

A rotation system was used to go through the landfill material, with a drilling helix protected by a temporary metal casing. Once the rock layer was reached, the drilling method changed to a rotary percussion system with a Widia crown. The use of a rotary bit was occasionally needed for very hard boulders.

The pile caps of piers 1 and 2 are identical, with a rectangular shape measuring 11.0m (in transverse direction) x

la ladera occidental. La profundidad media del techo del sustrato rocoso central y oriental es de entre 25 y 40 m, mientras que en la ladera oeste, mucho más escarpada, llega a ser aflorante. Sobre estos materiales nos encontramos con material de relleno, de naturaleza bastante heterogénea y, en gran parte, de origen antrópico (Figura 26).

De esta forma, salvo en el estribo 1, donde es posible una cimentación directa sobre el conglomerado cementado, en el resto de apoyos es necesario acudir a una cimentación de tipo profundo.

3.4.2. Pilas

El Viaducto de Escaleritas tiene 3 pilas. Como ya se ha comentado, todas ellas se asientan sobre los rellenos heterogéneos de origen antrópico, por lo que su cimentación se realiza mediante pilotes. Estos pilotes deben atravesar todo el relleno hasta empotrarse en la formación detrítica rocosa del fondo del barranco. De esta forma, los pilotes trabajan exclusivamente por punta, siendo necesario penetrar en la roca al menos 3 diámetros.

Dada la escasa compacidad de los rellenos superiores es de esperar que se produzcan fenómenos de rozamiento negativo, que introducen elevadas cargas adicionales a los pilotes, aparte de las ya transmitidas por la estructura. La magnitud de este fenómeno se evaluó mediante la conocida formulación de Brinch – Hansen.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Teniendo en cuenta las importantes cargas que transmiten las pilas a su cimentación y la presencia del fenómeno del rozamiento negativo se ha elegido un diámetro ϕ1'800 m para los pilotes (frente al que puede considerarse como más usual de ϕ1'500 m). De este modo, se tiene que la cimentación de las pilas 1 y 2 está compuesta por 6 pilotes ϕ1'800 m, mientras que para la pila 3 únicamente son necesarios 4 pilotes, igualmente ϕ1'800 m. En las pilas 1 y 2, ubicadas en la parte central del barranco, donde la potencia del material de relleno superior es mayor, la longitud total de los pilotes alcanza casi los 40 m. En el caso de la pila 3, más cercana a la ladera oriental, el techo del sustrato rocoso está más próximo a la superficie, por lo que la longitud final de los pilotes fue de 30 m.

Para atravesar el material de relleno, los pilotes se perforaron por rotación, mediante hélice, al abrigo de entubación metálica recuperable. Lógicamente, cuando se llegó al empotramiento en el terreno rocoso se procedió a perforar a rotopercusión empleando corona de widia. Ocasionalmente, ante la presencia de bolos de gran dureza, fue necesario el empleo de trépano.

Los encepados de las pilas 1 y 2 son idénticos, de forma rectangular y con dimensiones de 11'0 m (según la dirección transversal) x 9'0 m (según la dirección longitudinal). El canto del encepado es constante de 2'75 m. Se disponen dos filas de 3 pilotes alineados transversalmente, separados 4'0 m entre ejes. La separación longitudinal entre las dos filas de pilotes es de 6'0 m (medidos igualmente entre ejes). El vuelo del encepado es de 1'5 m, a partir del eje del pilote, tanto transversal como longitudinalmente.

El encepado de la pila 3 es cuadrangular de 9'0 m x 9'0 m. El canto también es constante de 2'75 m. Lógicamente, los pilotes se disponen según las esquinas del encepado, siendo la separación, tanto en dirección transversal como longitudinal, de 6'0 m, entre ejes. Los vuelos del encepado son, de nuevo, de 1'5 m.

En la idea, ya comentada, de conseguir la mayor permeabilidad transversal posible y un espacio suficientemente diáfano bajo el tablero, el apoyo del tablero sobre las pilas es único. De esta forma las tres pilas presentan monofustes cilíndricos de hormigón armado HA-30 de diámetro ϕ2'0 m, constante a lo largo de toda su altura. La altura de estos fustes no es muy elevada, siendo alrededor de 12 m en las pilas 1 y 3 y de algo menos de 11 m en la pila 2 (Figura 27).

Los fustes presentan, equidistantes a lo largo de su perímetro, 6 perfiles metáli-

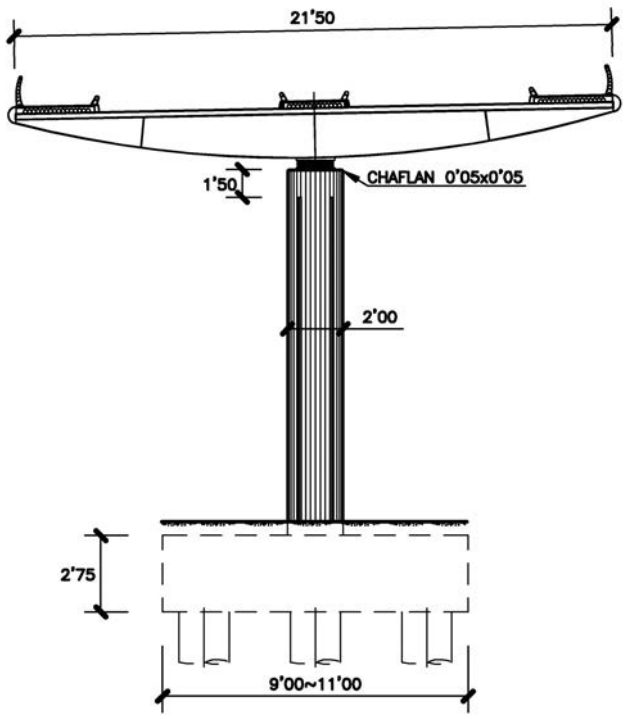


Figura 27. Alzado de pilas.
Figure 27. Elevation view of the piers.

9.0m (in longitudinal direction) and a constant depth of 2.75m. There are two rows of 3 piles each, transversely aligned with a 4.0m separation between axes. The longitudinal separation between the two lines is 6.0m (also measured between axes). The pile cap extends horizontally 1.5m from the pile axes, both transversely and longitudinally.

The pile cap of pier 3 is quadrangular (9.0m x 9.0m), also with a constant depth of 2.75m. Logically, the piles are arranged according to the pile cap's corners, with a 6.0m separation between axes (both transversely and longitudinally). Again, the pile cap's projection is 1.5m.

As previously mentioned, the deck rests on a single bearing point on the piers so as to achieve the highest possible transverse permeability and create a diaphanous space under the deck. Therefore, the three piers are cylindrical mono-shafts of HA-30-quality reinforced concrete, with a constant 2.0m diameter. These shafts are only 12m high (piers 1 and 3) and 11m high (pier 2) (Figure 27).

The shafts present six equally-spaced UPN-140 metal profiles embedded in the concrete, going from the foundation up to 1m below the top.

The shafts were originally designed to have a concrete face carried out with a tongued and grooved board (matchboard). However, a steel form with the same length than the shafts was designed during construction to allow a single-stage pouring of the concrete, in order to avoid the classic horizontal joints resulting from the traditional climbing formwork system. Once pouring of the piers was completed, it was decided not to remove the steel form, as it allowed greater freedom to choose the pattern of colours for the different elements of the bridge (pylon, deck and piers).

The bearing devices are neoprene pot bearings, allowing horizontal displacements in a single direction (following the direction of the bridge axis). The maximum allowable vertical load is 20,000kN for each of the piers.

3.4.3. Abutment 1

The abutment 1 of the Escaleritas viaduct is rather unusual: it is com-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

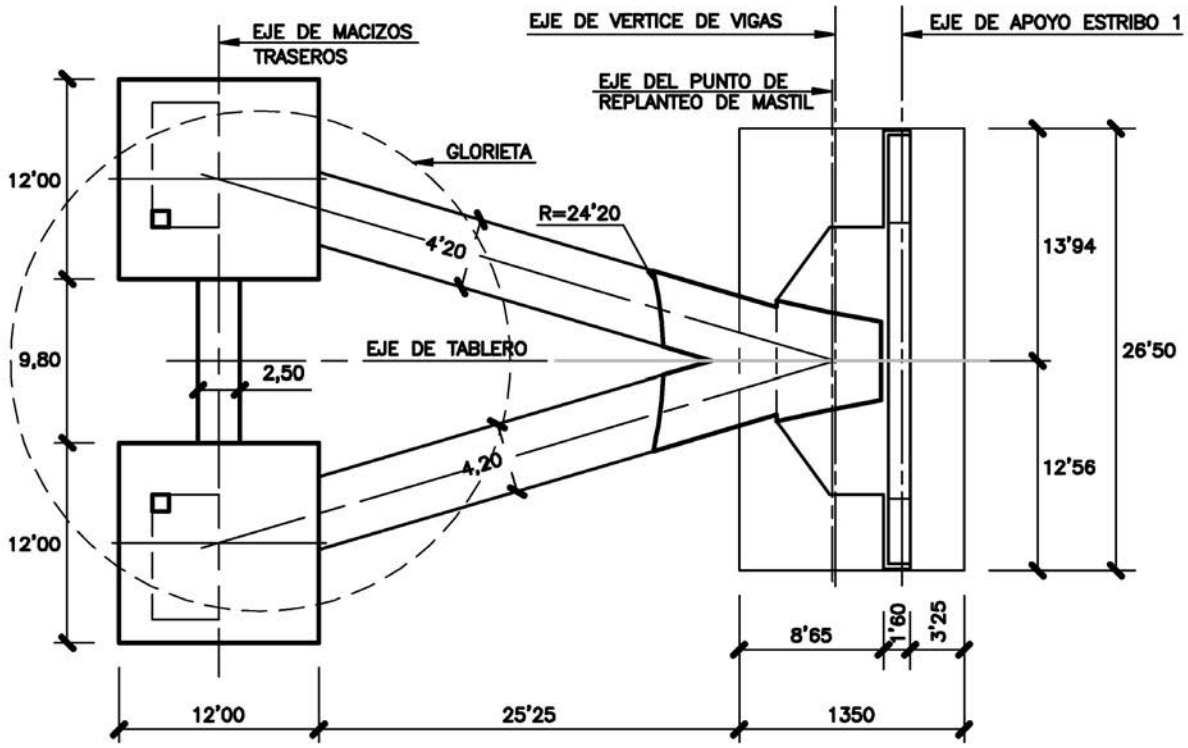


Figura 28. Planta del estribo 1.
Figure 28. Plan view of abutment 1.

posed by three reinforced concrete elements (main body, back retention blocks and connecting beams), clearly three-dimensional and structurally interrelated. In fact, this abutment goes beyond the usual functions of these elements (i.e. retaining the soil and transmitting loads to the ground, mainly the vertical loads from the deck), as it integrates the pylon's support base, the back retention stays' anchorage and the reception of the high axial load applied to the deck by the staying system. With a total length of more than 50m, abutment 1 thus becomes the hidden "compensation span" for the main cable-stayed span of the viaduct (Figure 28).

The foundation of abutment 1 was constructed directly over the secure rocky conglomerate of Las Palmas's clastic formation, which surfaces on the west hillside of the gully. The allowable stress for the foundation is 6.0kp/cm^2. During the excavation, deteriorated material was found in one of the corners, with inadequate geotechnical characteristics for the foundation. The solution adopted was to dig the whole material out and then refill the hole with cyclopean concrete.

The footing is rectangular, 13.5m long, 16m wide and with a constant depth of 2.0m.

This footing is the foundation for the front wall, nearly 14.5m high and 1.60m thick which acts as a retaining wall and supports the deck on the top. Since the main body of the abutment has no wing walls, the task of retaining the earth on the sides is performed by a reinforced earth wall surrounding the whole abutment 1. This earth wall avoids the view of a high, flat concrete face. Furthermore, this reinforced earth wall has received a careful architectonic treatment and it will be possible for pedestrians to go down the hillside to enter the park thanks to a system of ramps and balconies.

Behind the front wall, also on top of the footing, there is a concrete block (6.4m long x 16.0m wide) which constitutes the support base for the pylon and carries its vertical reaction down to the foundations.

At the back of the abutment there are two cuboid blocks with a square base of 12.0m x 12.0m and 8.50m high, with a 21.8m separation between their axes.

The function of these blocks is to anchor the back retention stays of the pylon. For this purpose, a cave was designed inside each block (7.50m x 4.00m in plan view and 1.80m high).

cos UPN 140 embebidos en el hormigón a modo de rehundidos. Estos perfiles arrancan en la base y se prolongan hasta 1 m por debajo de la coronación.

Originalmente, el acabado del paramento de los fustes estaba previsto que fuese en hormigón visto con tabla machihembrada. Sin embargo, durante la construcción se diseñó un encofrado metálico de longitud igual a la altura de cada fuste, que permitiese el hormigonado de la totalidad de éstos en una sola fase, con el fin de evitar las típicas juntas horizontales de hormigonado tan habituales en las pilas construidas con el tradicional sistema de trepas. Una vez hormigonadas las pilas, se decidió no retirar el encofrado metálico. De esta forma, se obtenía una mayor libertad a la hora de jugar con la composición de colores de los diversos elementos del puente (mástil, tablero y pilas).

Los aparatos de apoyo son de neopreno confinado, deslizantes unidireccionalmente en el sentido del eje del puente. La carga máxima vertical admisible es de 20.000 kN, en cada una de las pilas.

3.4.3. Estribo 1

El estribo 1 del Viaducto de Escaleritas es de carácter singular, constando

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

de tres elementos de hormigón armado (cuerpo principal, macizos traseros de retención y vigas de conexión) marcadamente tridimensionales y estructuralmente relacionados entre sí. De esta manera el estribo trasciende los habituales cometidos de estos elementos (contención de tierras y recepción de las cargas, fundamentalmente verticales del tablero) para incorporar, además, la base de apoyo del mástil de atirantamiento, el anclaje de los tirantes de retención traseros y la recepción de la elevada carga axil introducida en el tablero por el sistema de atirantamiento. Así pues todo el conjunto del estribo 1, con sus más de 50 m de longitud total, se constituye en el auténtico "vano de compensación" oculto del vano principal atirantado (Figura 28).

La cimentación del cuerpo principal del estribo 1 se realiza de forma directa sobre el afloramiento rocoso del conglomerado sano de la formación detrítica de Las Palmas, situado en la ladera occidental del Barranco de la Ballena. La tensión admisible de cimentación es de 6'0 kp/cm^2. Durante la excavación de la cimentación apareció en una de las esquinas material degradado, de características geotécnicas inadecuadas para realizar la cimentación. La solución adoptada consistió en excavar totalmente este material y proceder, posteriormente, al relleno con hormigón ciclópeo.

Las dimensiones de la zapata de cimentación, de forma rectangular en planta, son 13'5 m de longitud x 26'5 m de anchura. El canto, constante, es de 2'50 m.

De esta zapata arranca un muro frontal de casi 14'5 m de altura y 1'60 m de canto, que permite contener las tierras y recibir, en su coronación, al tablero. El cuerpo principal del estribo carece de muros en vuelta, confiándose la contención lateral de tierras a un muro de tierra armada que envuelve todo el estribo 1, evitándose asimismo la dureza de la visión de un paramento frontal liso de hormigón de gran altura. Este muro de tierra armada será objeto de un cuidado tratamiento arquitectónico y, mediante un sistema de rampas y terrazas, permitirá el descenso de la ladera del barranco para acceder al futuro parque.

Tras el muro frontal, y sobre la zapata de cimentación, se dispone un macizo de hormigón, de 6'4 m de longitud x 16'0 m de anchura, que constituye la base de apoyo del mástil de atirantamiento. Este macizo transmite hasta la cimentación la reacción vertical del mástil.

La parte trasera del conjunto del estribo 1 está ocupada por dos macizos ortoédricos, cuadrados en planta de dimensiones 12'0 m x 12'0 m, y de altura 8'50 m. Los macizos están separados entre ejes una distancia de 21'8 m.

Estos macizos tienen como misión el anclaje de los tirantes de retención traseros del mástil. A tal efecto, se disponen sendas cavernas (de 7'50 m x 4'00 m en planta y 1'80 m de altura) en su interior.

Los dos macizos están conectados entre sí mediante una viga riostra de 9'80 m de longitud, de sección rectangular de 3'0 m de canto y 2'50 m de anchura (Figura 29).

A su vez, cada uno de los macizos se conecta con el cuerpo principal del estribo mediante sendas vigas de 4'20 m de anchura y 3'0 m de canto. Estas vigas son las encargadas de llevar hasta los macizos traseros la fuerza horizontal que el tablero transmite al cuerpo principal del estribo. De esta forma, queda

The blocks are connected by a 9.80m-long tie beam, with rectangular cross-section (3.0m deep x 2.50m wide) (Figure 29).

Besides, each block is connected to the main body of the abutment through a beam (4.20m wide x 3.0m deep). These beams carry into the back blocks the horizontal force transmitted by the abutment's main body, thus closing the polygon of forces (pylon-staying-deck-abutment).

As previously mentioned, the deck's horizontal internal axial force is carried into the main body of the abutment by 4 sliding neoprene pot bearings, two of them with a 16,000kN capacity and the other two for 18,000kN. Moreover, the deck has been anchored to abutment 1 with eight 26.5mm-diameter pre-stressed bars, tensioned to 250kN each, in order to ensure the abutment's role as the fixed point of the deck (Figure 30).

The vertical pot bearings are made of reinforced neoprene and have a round shape, with a 800mm diameter and a height of 150 (90)mm. Although these two vertical bearings are separated 15.0m, there are problems of lift in the supports due to the exceptional torsion span of this bridge –only in the worst cases of combination of variable ac-



Figura 29. Vista del estribo 1 en construcción.
Figure 29. View of abutment 1 under construction.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 30. Frontal del cuerpo principal del estribo 1.
Figure 30. Front wall of the main body of abutment

tions, but never in permanent state or with a quasi-permanent combination. In order to solve this problem, each bearing has been anchored with 4 prestressed bars of a 32mm diameter, each of them tensioned to 350kN.

3.4.4. Abutment 2

The abutment 2 is located in the east hillside of the La Ballena gully. Since this hillside has a mild slope, an earthfill had to be built behind the abutment, which rises 12.0m above the natural ground, in order to provide access to it.

Both the abutment and the access earthfill rest on heterogeneous, human-related landfill materials, with a thickness of 15m in this area. Due to the inadequate geotechnical conditions, it was necessary to use a pile foundation until an underlying competent layer was reached. A classic closed-abutment solution to retain the earthfill would have led to a large number of piles. Due to the great horizontal deformability of the landfill material, this solution would have created a horizontal free span for the earthfill pressure loads virtually equal to the stratum's thickness. As a consequence, the horizontal loads were capable of failing the piles.

For this reason, we opted for a pile-abutment solution, where the earth retention is accomplished by a reinforced earth wall similar to that of abutment 1 and that function is independent from the reception and support of the deck, carried out by the pile-abutment itself.

Therefore, abutment 2 is made up of two vertical cylindrical shafts with a 2.0m diameter and the same features as the piers shafts, including the embedded finishing and the steel case. These shafts are separated 15.0m, thus fixing the deck against torsion. Again, they have neoprene pot bearings sliding in a single direction (longitudinally), with an axial capacity of 7,000kN each (Figure 31).

Each shaft is founded on a 1.800m-diameter pile. As with the piers, the penetration depth into the rock formation for these 20m-long piles reaches 3 diameters. The piles are connected at the top by a 19.50m-long tie beam with a rectangular cross-section (2.50m wide x 2.00m deep). As a result, the abutment as a whole works structurally as a bending frame against transverse actions.

In order to reduce the effects of negative friction on the piles, as well as the effects of the horizontal load from the earthfill pressure, the underlying hu-

cerrado el polígono de fuerzas que se forma en el sistema mástil, atirantamiento, tablero y estribo.

Como ya se expuso, la transmisión de la fuerza horizontal del tablero al cuerpo principal del estribo se realiza a través de 4 aparatos de apoyo de neopreno confinado libremente deslizantes, dos con capacidad 16.000 kN y los otros dos para 18.000 kN. A su vez, para garantizar en todo momento la condición del estribo 1 como punto fijo del tablero se dispone un anclaje entre ambos elementos compuesto por 8 barras de pretensado de diámetro ϕ26'5 mm tesadas con 250 kN cada una (Figura 30).

Los aparatos de apoyos verticales del tablero en el estribo son circulares de neopreno zunchado, de diámetro ϕ800 mm x 150 (90) mm de altura. Como ya se ha dicho, a pesar de estar separados entre sí 15'0 m, debido a la excepcional luz de torsión que presenta este puente, existen problemas de levantamiento para los casos pésimos de combinación característica de acciones variables (nunca en estado permanente o en combinación cuasipermanente). Para solucionar este problema se ha recurrido a anclar cada uno de ellos mediante 4 barras de pretensado de diámetro ϕ32 mm tesadas con 350 kN cada una.

3.4.4. Estribo 2

El estribo 2 se sitúa hacia la ladera oriental del Barranco de la Ballena. La morfología de esta ladera es bastante tendida, por lo que tras este estribo, de 12'0 m de altura sobre el terreno natural, ha sido necesario construir un terraplén de acceso.

Ambos elementos, estribo y terraplén de acceso, se deben apoyar sobre los materiales de relleno heterogéneos de origen antrópico, con una potencia en esta zona de unos 15 m. Las malas condiciones geotécnicas de este material obligaban a una cimentación por pilotaje hasta encontrar el estrato competente inferior. Las soluciones clásicas de estribo cerrado para contener las tierras del terraplén conducían a un gran nú-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

mero de pilotes que, debido a la gran deformabilidad horizontal del terreno de relleno, presentaban una luz libre para las acciones horizontales provenientes de la carga de tierras del terraplén prácticamente igual a la potencia del estrato. De este modo se tenía la ruina de los pilotes por flexión frente a las acciones horizontales.

Así pues, se decidió recurrir a una solución del tipo pila-estribo, independizando las funciones de contención de tierras, que ahora se confían a un muro de tierra armada de características similares al del estribo 1, de las de recepción y apoyo del tablero, que son desempeñadas por la pila-estribo propiamente dicha.

De este modo, el estribo 2 se compone de dos fustes cilíndricos de 2'0 m de diámetro. Las características formales de estos fustes son las mismas que las de los fustes de las pilas, incluido el acabado con rehundidos y el forrado metálico. Estos fustes están separados entre sí 15'0 m, materializando así el necesario empotramiento a torsión del tablero. Los aparatos de apoyo son, de nuevo, de neopreno confinado deslizantes unidireccionalmente según la directriz del tablero. Su capacidad es de 7.000 kN para cada uno (Figura 31).

Cada uno de los fustes se cimienta sobre un pilote de diámetro ϕ1'800 m. La longitud de cada uno de estos pilotes es de 20 m, empotrándose, al igual que en el caso de las pilas, 3 diámetros en la formación rocosa inferior. Ambos pilotes se encuentran unidos en coronación por una viga riostra de 19'50 m de longitud y sección rectangular de 2'50 m de anchura y 2'00 m de canto. De esta manera, frente a acciones transversales, todo el conjunto del estribo 2 funciona estructuralmente como un pórtico.

Para aliviar los efectos del fenómeno de rozamiento negativo sobre los pilotes, así como los efectos del empuje horizontal causado por la carga del terraplén, se realizó una precarga del material de relleno antrópico subyacente durante varios meses, hasta comprobar cierta estabilidad en la evolución de los asientos primarios. Dicha precarga se complementó con el refuerzo del terreno del trasdós del estribo mediante una malla de columnas de grava (en cuadrícula de 2'00 x 2'50 m, aproximadamente) en una superficie total de 400 m^2.

3.5. Proceso constructivo

Para la elección del proceso constructivo del viaducto ha sido necesario tener en cuenta las peculiares características del emplazamiento de la estructura, como son:

– presencia de un túnel artificial en la zona del vano 1.

– pobres características tenso deformacionales del terreno superficial.

– altura de pilas reducida.

– necesidad de transporte marítimo para el tablero y el mástil.

La estructura metálica del tablero y del mástil se ha fabricado en la península, en Sevilla, y se ha trasladado por vía marítima hasta las Palmas de Gran Canaria. Para optimizar los costes de transporte se planteó una división de la sección transversal del tablero en tres módulos, con una anchura aproximada de 4'00 m y una longitud no mayor de 24'00 m. La unión soldada definitiva en obra de cada tramo a izar se realizó sobre bancadas de apoyo (Figura 32).

Dada la poca altura de la rasante el procedimiento más adecuado para el montaje del tablero es el de izado con

man-related landfill material was preloaded for some months until certain stability was observed in the evolution of primary settlement. Besides, the soil at the back of the abutment was reinforced with a number of gravel columns (arranged in a grid of approximately 2.00m x 2.50m) over a total surface of 400m^2.

3.5. Construction process

The specific conditions of the structure's location had to be taken into consideration when choosing the construction process:

– *the presence of an cut and cover tunnel in the area of the cable-stayed span;*

– *the deficient geotechnical properties of the soil;*

– *the reduced height of the piers;*

– *the need to transport the deck and the pylon by sea.*

The steel structural members of the deck and the pylon were manufactured in the Iberian Peninsula, Seville) and then carried to Las Palmas de Gran Canaria by sea. In order to reduce the transport costs, the deck's cross-section was divided into three modules, approximately 4.00m wide and no longer than 24.00m each. The sections were hoisted



Figura 31. Frontal del estribo 2.
Figure 31. Front wall of abutment 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 32. Unión de módulos en obra sobre bancadas de apoyo.
Figure 32. Onsite welding of modules on support benches

in-place after being welded together on-site using support benches (Figure 32).

Given the low height of the structure above the ground level, the most adequate method was to use lifting cranes for the assembly of the deck. Temporary steel piers were built for all the spans in order to shorten the free span. This facilitates the hoisting and optimizes the deck's section, since the temporary propping refers part of the concrete slab's self-weight to the composite section, not only to the metal section. The temporary supports were located at the centre of spans 2, 3 and 4. For the first span, they were 15,0m away from abutment 1 and 20,0m away from pier 1. A tower was placed in each support and pier section directly under both of the side webs. Due to the specific geotechnical properties of the ground, 0,800 m-diameter piles had to be constructed for the metal towers in order to avoid an unacceptable settlement which could deform the deck.

The 11 segments of the deck were hoisted in parallel from the two abutments, the closing segment being the number 7 (the segment of pier 2 in the second span).

It is worth noting the hoisting of a single piece composed by segments 2, 3 and 4 (belonging to the first span), with a total length of 63,0m and a weight of 2,680Kn (Figure 33).

The pylon's assembly was done simultaneously to the deck's assembly, also divided into segments (Figure 34).

Once the deck and the pylon were hoisted, the next stage consisted on

grúas. En todos los vanos se han construido apoyos provisionales metálicos que acortan la luz libre del vano; de esta forma se facilitan los trabajos de izado y se consigue una optimización de la sección del tablero, puesto que el apeo parcial permite referir parte del peso propio de la losa de hormigón a la sección mixta, y no sólo a la sección metálica. De esta forma, se dispusieron apoyos provisionales en centro de luz de los vanos 2, 3 y 4 y en el vano 1 a 15'0 m y 22'0 m del estribo 1 y de la pila 1, respectivamente. En cada sección de apoyo se ha colocado una torre bajo cada una de las almas; asimismo, en las secciones de pila también se han colocado torres de apoyo bajo las almas del cajón. Dadas las características del terreno ha sido necesario pilotar las torres metálicas con pilotes de diámetro 0,800 m para evitar asientos no admisibles que puedan distorsionar el replanteo del tablero.

El izado de las distintas dovelas del tablero, 11 en total, se realizó de forma paralela desde los dos estribos, quedando como dovela de cierre la dovela 7 (dovela de pila 2 en vano 2).

Particularmente destacado fue el izado en un solo tramo conjunto de las dovelas 2, 3 y 4 pertenecientes al vano 1, con una longitud total de 63'0 m y un peso de 2.680 kN (Figura 33).



Figura 33. Izado de las dovelas 2, 3 y 4 del tablero.
Figure 33. Hoisting of segments 2, 3 and 4 of the deck.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 34. Izado de las 2 primeras dovelas del mástil.
Figure 34. Hoisting of the first two segments of the pylon.

Paralelamente al montaje del tablero se realizó el del mástil, también dividido en dovelas (Figura 34).

Una vez finalizado el izado del tablero y del mástil se comenzaron las tareas de soldadura de las costillas metálicas y de instalación de tirantes, así como de hormigonado del fondo del tablero en secciones de pila (Figuras 35, 36 y 37).

Con esta configuración de tablero metálico se realizó una primera fase de tesado para compensar los esfuerzos de las siguientes fases de hormigonado.

El hormigonado de la losa del tablero se realizó en dos fases: en primer lugar se hormigonó la losa central (desde centro de vano a pila) y posteriormente, una vez solidarizada ya la sección mixta, se



Figura 35. Montaje de la primera terna de tirantes.
Figure 35. Assembly of the first batch of stays.

welding the metal ribs, installing the stays and pouring the concrete of the deck's bottom slab in the piers sections (Figures 35, 36 and 37).

A first tensioning stage was carried out with this metal deck configuration in order to compensate the stresses in the subsequent concrete pouring stages.

The deck's slab was concreted in two phases: first, the central slab (from the centre of the span to the pier) and then, once the composite section was created, the cantilevers.

The temporary supports were removed after pouring the concrete of the cantilevers, by loosening the adjustable descending parts of the towers. At this moment, the deck's cross-section and the stays of the main span were receiving the total load.

The second tensioning stage affected the back stays and the last 5 front stays and was carried out before asphalt was placed and pavements, curbs and railing were installed.

After applying all the dead load, the last 5 stays (both front and back stays) were tensioned for the last time.

Finally, the mandatory static and dynamic loading tests were performed, resulting in a satisfactory behaviour of the bridge (Figure 38).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 36. Montaje del tirante 10.
Figure 36. Assembly of the tenth stay.



Figura 37. Vista trasera de los tirantes durante el montaje.
Figure 37. Rear view of the stays during assembly.

hormigonó la parte correspondiente a los voladizos.

Concluido el hormigonado de los voladizos se procedió a retirar los apoyos provisionales, aflojando manualmente los husillos de que disponían las torres. En ese momento se produce la entrada en carga total de la sección mixta del tablero y del conjunto de tirantes del vano principal.

Antes del pavimentado y de la colocación de las aceras, bordillos y barreras se realizó una segunda fase de tesado de los tirantes que afectó a los traseros y a los 5 últimos tirantes delanteros.

Una vez colocada ya toda la carga muerta se realizó una última pasada de tesado de los 5 últimos tirantes (tanto delanteros como traseros).

Finalmente se realizó la preceptiva prueba de carga estática y dinámica, con resultados satisfactorios (Figura 38).

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En los siguientes apartados se describen algunos de los aspectos más destacados del cálculo.

4.1. Criterios generales de dimensionamiento

La tipología estructural del Viaducto de Escaleritas ofrece un amplio abanico de posibilidades resistentes del conjunto tablero–tirantes–mástil. Efectivamente, la presencia de los tirantes de retención, anclados rígidamente al cimiento, permite elegir el nivel de atirantamiento delantero deseado sin introducir flexiones excesivas en el mástil, sin más que equilibrar tirante a tirante las componentes de cortante.

Asimismo, como ya se ha comentado, en este caso la rigidez del tablero no es despreciable frente a la del sistema de tirantes, puesto que son necesarios unos valores mínimos por consideraciones de torsión y de flexión y cortante de los vanos no atirantados. En la Tabla 2 se muestran las características mecánicas medias del tablero.

Se ha pretendido optimizar el aprovechamiento de la sección mixta del tablero, de forma que los esfuerzos máximos de flexión en el vano atirantado,

4. STRUCTURAL ANALYSIS

The next sections describe some of the main aspects of the structural analysis.

4.1. General design criteria

The structural typology of this viaduct offers a wide range of resistance possibilities for the deck-stays-pylon system. Thanks to the back retention stays, firmly anchored to the foundations, the level of staying at the front can be adjusted by equilibrating the shear components stay by stay, without generating excessive internal bending moments into the pylon.

Moreover, in this case the deck's stiffness is not negligible in relation to the stays system, since minimum requirements needed to be met in order to confront torsion and flexure, as well as the shear force in the non-stayed spans. The average mechanical properties of the deck are shown in Table 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

tanto positivos como negativos, sean semejantes a los esfuerzos de los vanos no atirantados. Así, partiendo de unos espesores de chapa mínimos por consideraciones de montaje y estabilidad se obtienen los esfuerzos máximos asumibles en la sección (en servicio y en estado límite último), y de esta forma se puede deducir el nivel de atirantamiento exigido para no sobrepasar estos esfuerzos.

El cálculo del momento último se ha realizado según el método elástico-corregido, tal y como se describe en la RPX-95. Para ello, se ha considerado la sección reducida del tablero. De todas formas, el dimensionamiento del tablero queda condicionado por las comprobaciones tensionales en servicio, más restrictivas que las de seguridad frente a estado límite último.

Continuando con el planteamiento inicial, en las Figuras 39 y 40 se muestran las envolventes en servicio de los momentos flectores máximos y mínimos en el tablero para la actuación de las sobrecargas de uso.

Como se aprecia, los flectores en el vano atirantado (+34.100 kN·m y –41.400 kN·m) son del orden de 1'5 a 2'0 veces mayores que en los vanos no atirantados (+23.000 kN·m y -20.700 kN·m).



Figura 38. Prueba de carga estática. Hipótesis de torsión.
Figure 38. Static loading test (torsion hypothesis)

Tabla 2. Características mecánicas del tablero
Table 2. Mechanical properties of the deck

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS MEDIAS DEL TABLERO (con la consideración de ancho eficaz en servicio)				
	Área (m^2)	**I Long (m^4)**	**I Transv (m^4)**	**I Torsión (m^4)**
Sección de vano	1.007	0.416	28.381	0.752
Sección de pila	1.109	0.378	19.008	1.569

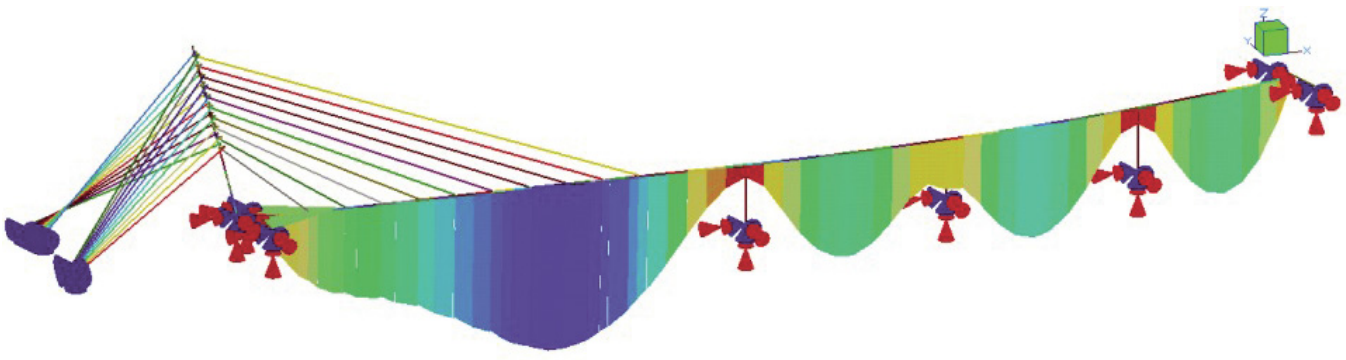


Figura 39. Envolvente de flectores máximos en el tablero para sobrecargas
Figure 39. Maximum bending moment envelopes in the deck for live loads.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

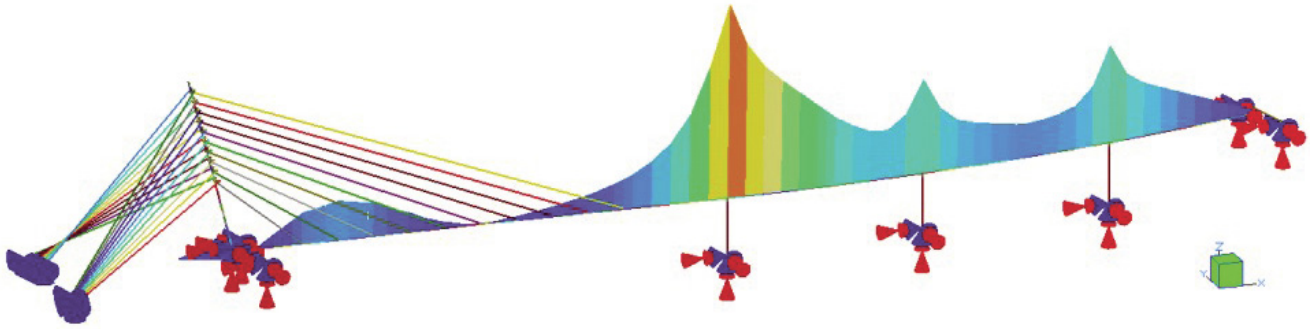


Figura 40. Envolvente de flectores mínimos en el tablero para sobrecargas
Figure 40. Minimum bending moment envelopes in the deck for live loads.

We have intended to optimize the deck's cross-section, so that the maximum bending moments in the cable-stayed span, both positive and negative, can be similar to the internal forces in the non-cable-stayed spans. Therefore, if we start by using minimum plate thickness for assembly and stability reasons, we can obtain the maximum allowable stresses for the section (in serviceability and in ultimate limit state). Thus, we can deduce the required level of staying without exceeding those stresses.

The ultimate moment was calculated following the "modified elastic method", according to the RPX-95 Spanish Specification. For this calculation, we considered the reduced section of the deck. In any case, the design of the deck is governed by the stress checks in serviceability state, which are more restrictive than safety checks in ultimate limit state.

According to our approach, Figures 39 and 40 show the envelopes of the maximum and minimum bending moments in the deck for live loads in serviceability state.

As can be seen, the bending moments in the cable-stayed span (+34,100kN·m and 41,400k Nm) are 1.5 to 2.0 times higher than those in the non-cable-stayed spans (+23,000kN·m and 29,700k Nm).

In order to correct this difference in the distribution of forces due to the suspension loads, the stays were further tensioned to equilibrate all the non-suspended self-weight loads and part of the dead load. The permanent state obtained is showd in Figure 41.

Consequently, the maximum total internal forces in the deck are fully compensated (note that the units are Mp·m) (Figures 42 and 43).

Another aspect to be considered for the deck calculation is the non-negligible difference of vertical stiffness between the front stays regarding their vertical stiffness. If we consider that the equivalent vertical stiffness of a stay can be expressed as:

$$k_v = \frac{F_v}{\delta} = \frac{E \cdot A}{L} sen^2(\alpha)$$

where E = *steel modulus of elasticity ~ 1.95e8kN/m²*

A = *cable stay cross-section area*

Para corregir esta diferencia en la distribución de esfuerzos por las cargas suspendidas, se ha introducido un tesado adicional en los tirantes que equilibra todas las cargas de peso propio y parte de la carga muerta, obteniéndose un estado permanente como el de la Figura 41.

De esta forma quedan completamente compensados los esfuerzos máximos totales en el tablero (nótese que en la leyenda las unidades se expresan en Mp·m) (Figuras 42 y 43).

Otro aspecto a tener en cuenta en el cálculo del tablero es el de la diferencia de rigidez vertical entre los distintos tirantes delanteros, que no es despreciable. Considerando que la rigidez vertical equivalente de un tirante se puede expresar como

$$k_v = \frac{F_v}{\delta} = \frac{E \cdot A}{L} sen^2(\alpha)$$

con E = módulo de elasticidad del tirante ≈ 1'95e8 kN/m²

A = área de un tirante

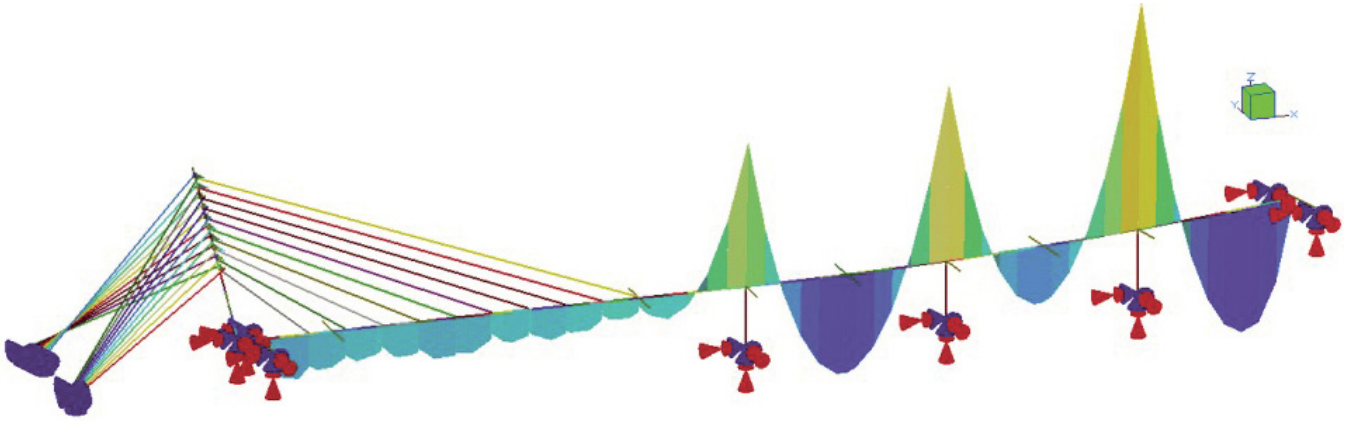


Figura 41. Flectores en el tablero en estado permanente
Figure 41 . Permanent state bending moments in the deck

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

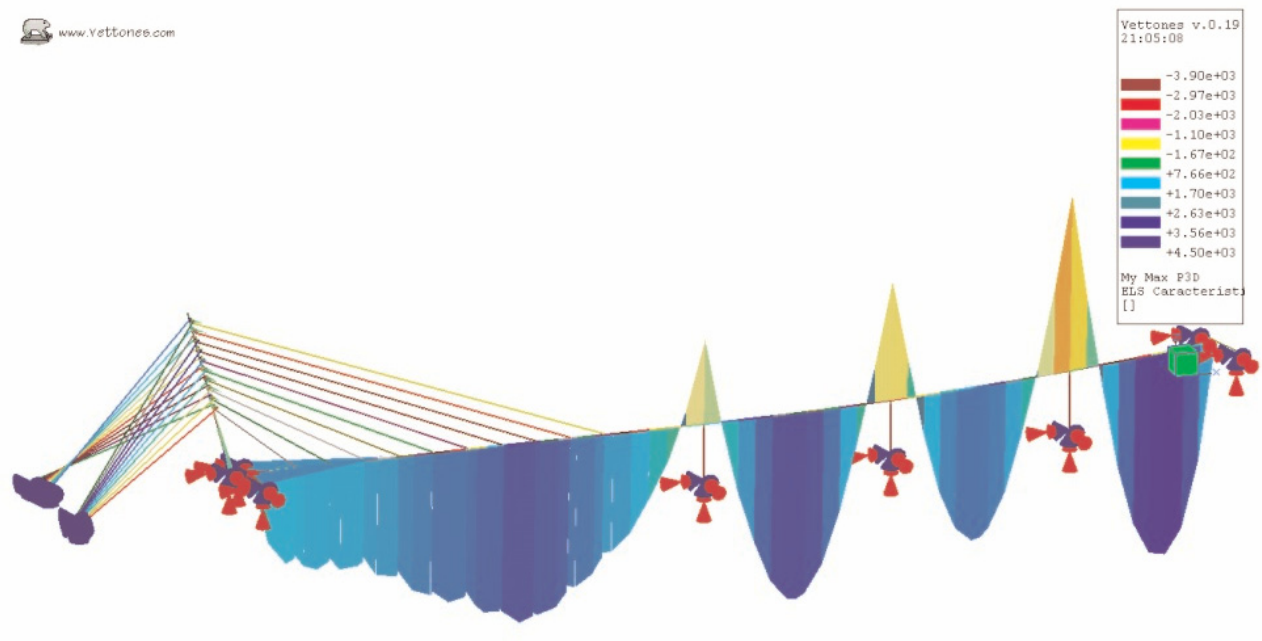


Figura 42. Envolvente de flectores máximos totales en el tablero
Figure 42. Envelopes of maximum total bending moments in the deck.

L = longitud del tirante

α = ángulo del tirante con la horizontal

particularizando para nuestro caso se tienen los valores de la Tabla 3.

Como puede comprobarse, la rigidez del tirante 10 es casi 8 veces menor que la rigidez del primer tirante, pese a disponer un 62% más de cordones. Esto ha obligado a disponer los tirantes 9 y 10 con mayores cordones que el resto, para compensar esta pérdida de rigidez y poder introducir elevadas cargas de tesado que alivien los esfuerzos del tablero en esa zona.

4.2. Modelos de cálculo del tablero

Para el cálculo general de esfuerzos sobre el tablero, tirantes y mástil se ha elaborado un modelo de viga tridimensional, que recoge la variación de la rasante en alzado y la curvatura en planta.

L = cable stay length

α = *angle formed by the cable with the horizontal*

The result for this specific case is shown in Table 3

As can be seen, the stay 10 has almost 8 times less stiffness than the first stay, although the stay 10 has 62% more strands. As a result, the stays 9 and 10 had to be designed with more strands than the rest, so that this stiffness loss

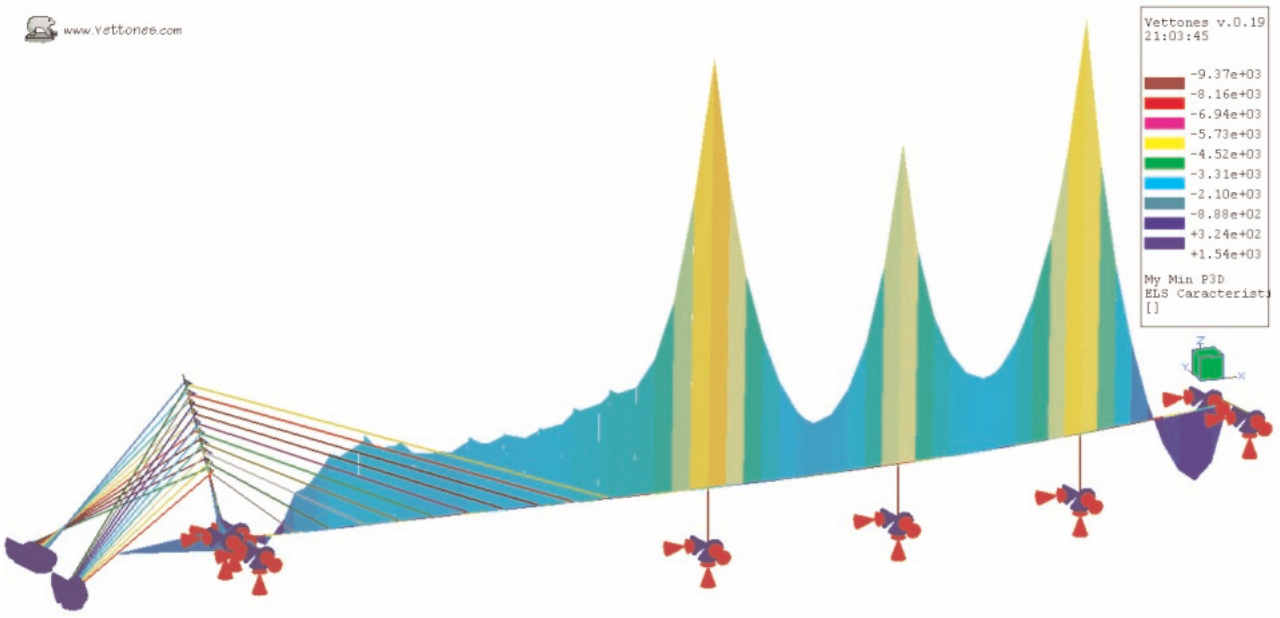


Figura 43. Envolvente de flectores mínimos totales en el tablero
Figure 43 Minimum total bending moments envelopes in the deck.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 3. Rigidez equivalente vertical de los tirantes
Table 3. Equivalent vertical stiffness of the stays

RIGIDEZ VERTICAL EQUIVALENTE EN TIRANTES DELANTEROS										
	T1	**T2**	**T3**	**T4**	**T5**	**T6**	**T7**	**T8**	**T9**	**T10**
Nº cordones	42	52	61	53	45	54	43	36	75	68
Área (mm²)	6300	7800	9150	7950	6750	8100	6450	5400	11250	10200
Longitud (m)	24.367	32.224	40.325	48.535	56.831	65.164	73.537	81.936	90.354	98.776
Ángulo cuerda (º)	40.1	33.8	30.0	27.5	25.8	24.5	23.5	22.7	22.1	21.5
k_v (kN/m)	**20898**	**14618**	**11089**	**6821**	**4377**	**4154**	**2711**	**1912**	**3426**	**2713**

can be compensated and high tensioning loads could be introduced to reduce stresses in that area of the deck.

4.2. Computational models for the deck

A three-dimensional beam model was created for the general calculation of internal forces affecting the deck, the stays and the pylon. This model takes into account the elevation variations in the vertical alignments and the curvature of the horizontal alignments.

This computational model takes into consideration the staged construction, since it shows the different static patterns occurring during the construction process as well as the evolution of the composite sections throughout the real concrete pouring process and the redistribution due to creep in the concrete slab.

The piers were represented with their actual shape, including the bearings. The abutments were assigned a spring with stiffness equal to that of the bearings-main body-foundation system. The stays were also modelled with their actual shape as auxiliary rigid bars connecting the theoretical anchorage point with the axes of the pylon and the deck, and taking into account the deck's camber.

The main gravitational forces are the following:

Steel box girder self-weight: 54.0kN/m

Concrete slab self-weight: 107.5kN/m

Dead load: 66.5kN/m

*(Self weight + dead loads: **228.0kN/m**)*

Uniform live load: 86.0kN/m
(eccentric 43.0kN/m; 231.1kN·m/m)

Special vehicles: 1,200.0kN
(eccentric 600.0kN; 3,750.0kN/m)

The nonlinear behaviour of the stays, mainly in the lower stress range during the first stages of the construction process, was taken into account through the formulation of the secant modulus, considering the parabolic approximation to the cable problem as valid.

Therefore, depending on the initial (σ_{inf}) and final (generally σ_{sup}) axial force of the stay, the virtual modulus (E_v) of the stay is reassigned according to the expression [6]:

$$E_V = \frac{E_S}{1 + E_S \dfrac{(\gamma \cdot L_h)^2}{12\sigma_m^3} \dfrac{(1+\mu)^4}{16\mu^2} E_S}$$

Where E_S *is the steel deformation modulus (1.95e8kN/m²)*

γ is the stay's density (78.5kN/m³)

l_h *is the horizontal distance between the stay's anchorage points*

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{inf} + \sigma_{sup}}{2}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}$$

To start with, we can use estimated axial force values for each stage, rapidly converging within few iterations.

El modelo confeccionado es altamente evolutivo, puesto que reproduce los diferentes esquemas estáticos que se presentan durante el proceso constructivo así como la evolución de las secciones mixtas según el proceso real de hormigonado y la redistribución debida a la fluencia de la losa de hormigón.

Las pilas se han representado con su geometría real, incluyendo los aparatos de apoyo, y en los estribos se ha asignado un muelle con rigidez equivalente a la del conjunto aparatos de apoyo – cuerpo de estribo – cimentación. Igualmente, los tirantes se han representado con su geometría real, mediante barras rígidas auxiliares que unen el punto teórico de anclaje a las directrices del mástil y del tablero, y considerando las contraflechas de ejecución del propio tablero.

Las acciones gravitatorias principales son las siguientes:

Peso propio metálico: 54'0 kN/m

Peso propio losa hormigón: 107'5 kN/m

Carga permanente: 66'5 kN/m

(Total permanentes: **228'0 kN/m**)

Sobrecarga uniforme: 86'0 kN/m
(excéntrica 43'0 kN/m; 231'1 kN·m/m)

Vehículos especiales: 1200'0 kN
(excéntricos 600'0 kN; 3750'0 kN/m)

El comportamiento no lineal de los tirantes, principalmente en el rango bajo de tensiones durante las primeras etapas del proceso constructivo, se ha tenido en cuenta mediante la formulación del

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

módulo virtual secante, asumiendo como válida la aproximación parabólica al problema del cable.

De esta forma, en función de axil inicial (σ_{inf}) y final del tirante (σ_{sup}, generalmente), se reasigna el módulo virtual E_v del tirante según la expresión [6]:

$$E_V = \frac{E_S}{1 + E_S \frac{(\gamma \cdot L_h)^2}{12\sigma_m^3} \frac{(1+\mu)^4}{16\mu^2} E_S}$$

Siendo E_S módulo de deformación del acero (1'95e8 kN/m^2)

γ densidad del tirante (78'5 kN/m^3)

l_h distancia horizontal entre puntos de anclaje del tirante

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{inf} + \sigma_{sup}}{2}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}$$

Inicialmente se puede partir de unos valores de axil estimados para cada etapa, que convergen rápidamente en pocas iteraciones.

Para estudiar los efectos de reparto transversal de la carga en el tablero, y completar así la información suministrada por el modelo longitudinal de viga, se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo lámina de todo el tablero.

Así, por ejemplo, debido a la flexibilidad transversal de los diafragmas de apoyo en pilas, el cortante que viaja por cada una de las almas del tablero en su proximidad no se reparte entre ellas como predeciría la teoría de resistencia de materiales. El alma o las almas centrales se cargan más que las exteriores, ya que están ubicadas en el diafragma justamente encima del punto rígido materializado por el apoyo de pila.

Es claro que, solamente debido a la propia geometría de la sección, las almas interiores tienden a absorber más esfuerzo cortante, ya que tienen más canto, y el valor de la integral del flujo de tensiones tangenciales es mayor. A este efecto, que provoca un reparto desigual entre las almas, hay que añadir el de la flexibilidad de los diafragmas de pila. Como se ha dicho, este fenómeno se ha estudiado mediante un modelo de elementos finitos de tipo lámina que representa el tablero en toda su longitud.

A cada elemento se le ha dado el espesor correspondiente según el despie-

A shell finite element model was created for the whole deck in order to analyse the effects of the transverse distribution of the load in the deck, thus completing the information provided by the longitudinal beam model.

For instance, the shear force transmitted by each of the webs of the deck near the pier support diaphragms is not distributed among them as the theory of strength of materials would predict, due to the support diaphragms transverse flexibility. The central web or webs support greater load than the external webs, since they are located on the diaphragm just on top of the rigid point created by the pier support.

Due to the geometry of the section itself, the internal webs tend to absorb greater amount of shear force (since they have greater depth) and the value of the integral of the tangential stresses flow is bigger. This effect, which causes an unequal distribution of shear force among the webs, adds to the pier diaphragms flexibility effects discussed before. The model used to analyse this phenomenon is a shell finite element model representing the full length of the deck.

Each element was assigned the corresponding thickness according to the plates thickness chart. Figure 44 shows

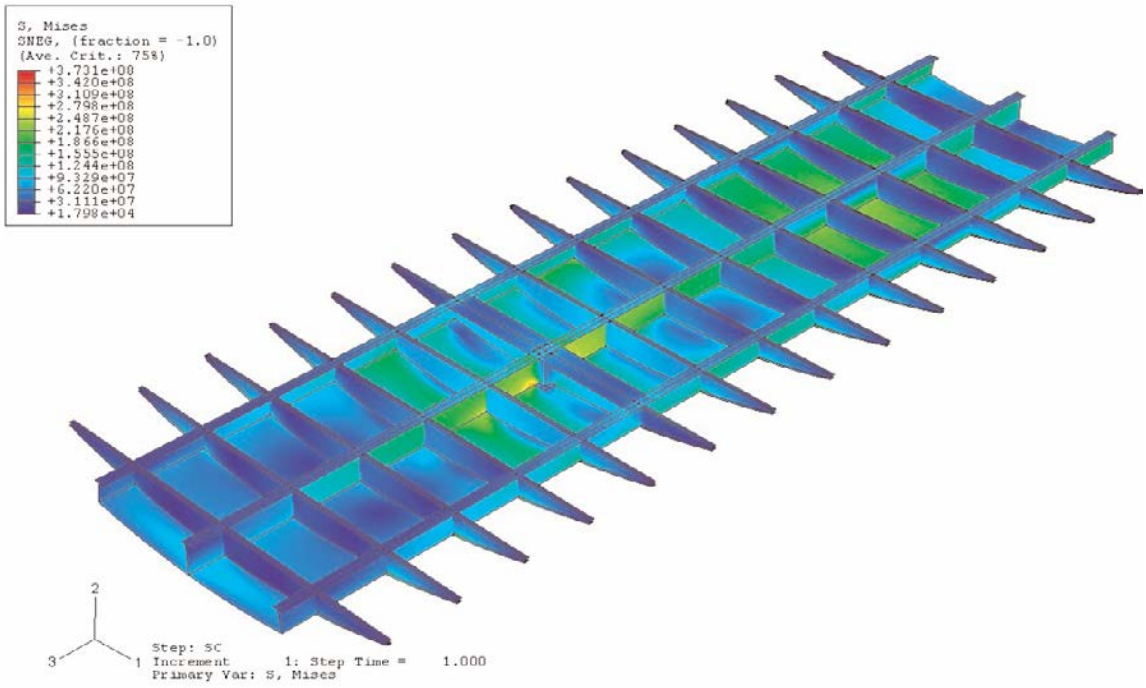


Figura 44. Vista de detalle del modelado del cajón metálico.
Figure 44 Detailed view of the steel box model.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

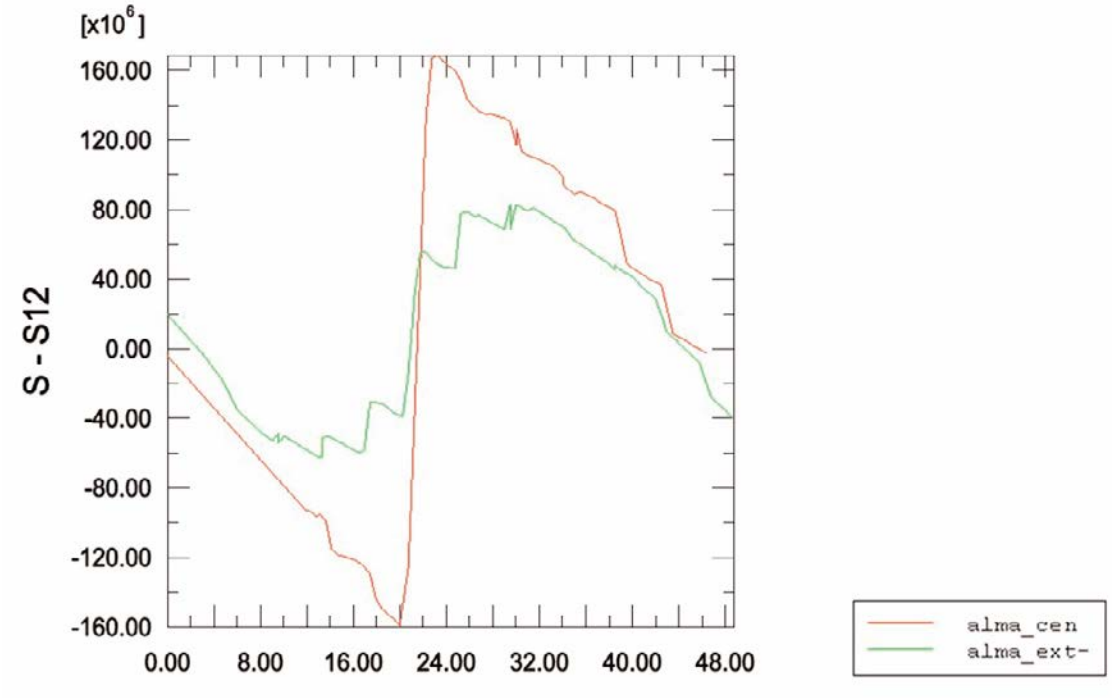


Figura 45. Distribución de tensiones tangenciales en almas
Figure 45. Distribution of tangential stresses in the webs.

the model for one of the non-stayed spans. The upper concrete slab has been removed in order to show the central diaphragms.

For example, a detailed analysis of pier 2 shows that, for a 27,250kN reaction (design), with a maximum total shear in the section of 13,625kN, 8,9θk N are transmitted through the central web (65.8%) and 3,830kN through the two side webs (28.1%). It is worth noting the contribution of the deck's lower flange in the transmission of shear forces, which amounts to 6.1% (831kN).

However, including the theoretical tangential stresses that affect the different elements of the bicellular box in this same section, 39.3% of the shear would need to be absorbed by the side webs, 57.1% by the internal web and 3.6% by the lower inclined flange. Hence, we can infer that the diaphragm's flexibility transfers a certain amount of load from the external webs to the internal web, to a greater or lesser extent according to the proximity to the support.

Figure 46 shows the variation of the tangential stresses due to the shear force in each web in the area of the deck close to pier 2, according to the finite elements model.

As we can see, stresses in the side webs become equal to the central web's stresses in those sections further away from the pier. On the other hand, if we look at the sections near the diaphragm, we can observe a significant decrease in the tangential stresses of the external webs, with the load being transferred to the central web, which has to be sized to resist it.

Table 4 displays the shear forces corresponding to the values in Figure 45.

According to the theory of strength of materials, the ratio between the shear force absorbed by the internal web and the shear force transmitted by the external webs should be:

$$\frac{Q_{d,\text{int}}}{Q_{d,ext}} = \frac{57.1}{30.3} = 1.453$$

As can be seen in the previous table, this ratio is exceeded in sections located at an approximate distance of one-fifth of the span length (~ 8.0m) to the pier section, where it is almost doubled.

The shell model described here was also used for the calculation of the reinforcement of the upper concrete slab. The reinforcement chart of the longitudinal reinforcement of the upper slab is based on the results of this calculation. This finite element model was also used for the design of the support diaphragms, as can be seen in Figure 46.

ce de chapa. En la Figura 44 se muestra el modelo de uno de los vanos no atirantados, prescindiéndose de los elementos de la losa superior de hormigón, de forma que se puede observar la disposición de los diafragmas intermedios.

Un estudio detallado, por ejemplo, de la pila 2, muestra que, para una reacción de 27.250 kN (en diseño), con un cortante total máximo en la sección de 13.625 kN, 8.960 kN son transmitidos por el alma central (65'8%), mientras que 3.830 kN lo son por las dos exteriores (28'1%). Es interesante destacar la contribución del ala inferior del tablero en la transmisión de los esfuerzos cortantes, a la que habría que atribuir el 6'1% de ellos, que suponen 831 kN.

Por el contrario, si integramos las tensiones tangenciales teóricas que aparecerían en los diferentes elementos del cajón bicelular en esta misma sección, obtenemos que las almas exteriores habrían de resistir el 39'3% del cortante, que la interior habría de absorber el 57'1%, y el ala inferior inclinada el 3'6% restante. Se deduce que el fenómeno de la flexibilidad del diafragma transfiere carga de las almas exteriores a la interior, en grado variable según la proximidad al apoyo.

La Figura 45 muestra la variación de las tensiones tangenciales debidas el es-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

fuerzo cortante en cada alma en la zona del tablero cercana a la pila 2, obtenidas del modelo de elementos finitos.

Se observa que en las secciones más alejadas de la pila las tensiones en las almas exteriores se igualan a las de la central. En cambio, al estudiar las secciones más próximas al diafragma, las tensiones tangenciales de las almas exteriores disminuyen notablemente, de forma que se produce una transferencia de carga al alma central, que ha de ser dimensionada para poder resistirla.

Los valores de la Figura 46 se traducen en los esfuerzos cortantes recogidos en la Tabla 4.

Según la teoría de resistencia de materiales, la relación del cortante que absorbe el alma interior respecto al que transmiten las exteriores debiera alcanzar un valor de:

$$\frac{Q_{d,int}}{Q_{d,ext}} = \frac{57.1}{30.3} = 1.453$$

Tabla 4. Distribución del cortante en las almas en zona próxima a apoyo
Table 4. Shear force distribution in the webs close to the support

DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE ENTRE LAS ALMAS			
Elemento	**P2 -2**	**P2 -1**	**P2**
Espesor chapa alma interior (mm)	20	25	35
Espesor chapa almas exteriores (mm)	20	25	30
Cortante por alma interior, $Q_{d,int}$ (kN)	3200	5600	8960
Cortante por almas exteriores, $Q_{d,ext}$ (kN)	2240	3360	3830
$Q_{d,\,int}$ / $Q_{d,\,ext}$	1.429	1.667	2.339

Como se puede observar en la tabla anterior, esta relación es sobrepasada desde una distancia aproximada de 1/5 de la longitud del vano (≈ 8'0 m) hasta la sección de pila, llegando ahí casi a duplicarse.

El modelo de láminas descrito ha servido, asimismo, para el dimensionamiento y armado de la losa superior de hormigón. El despiece de la armadura longitudinal de la losa superior se obtiene a partir de los resultados que arroja este cálculo. Igualmente, este modelo de elementos finitos ha servido también para realizar el dimensionamiento de los diafragmas de apoyo, como se ve en la Figura 46.

4.3. Cálculo del mástil

La presencia de los tirantes de retención permite, como ya se ha dicho, actuar de forma eficaz sobre el estado tensional

4.3. Pylon design

As previously said, the retention stays facilitate an efficient control of the stress distribution in the different sections of the pylon, as they counteract the stresses caused by the deck's suspended loads.

If we analyse the pylon's response to live loads, it can be seen that the bending forces the pylon's base is subjected to are not negligible at all. For this reason, the back staying system was designed in such a way that the bending forces introduced in the pylon would be slightly higher than those caused by the live loads, in order to avoid the cyclic alternation of high compressive and tensile stresses.

Accordingly, every tensioning of the front stays has been balanced by a "counter-tensioning" of the back stays, not only to equilibrate the bending moments that the front stays generate in the pylon, but also to counteract in advance

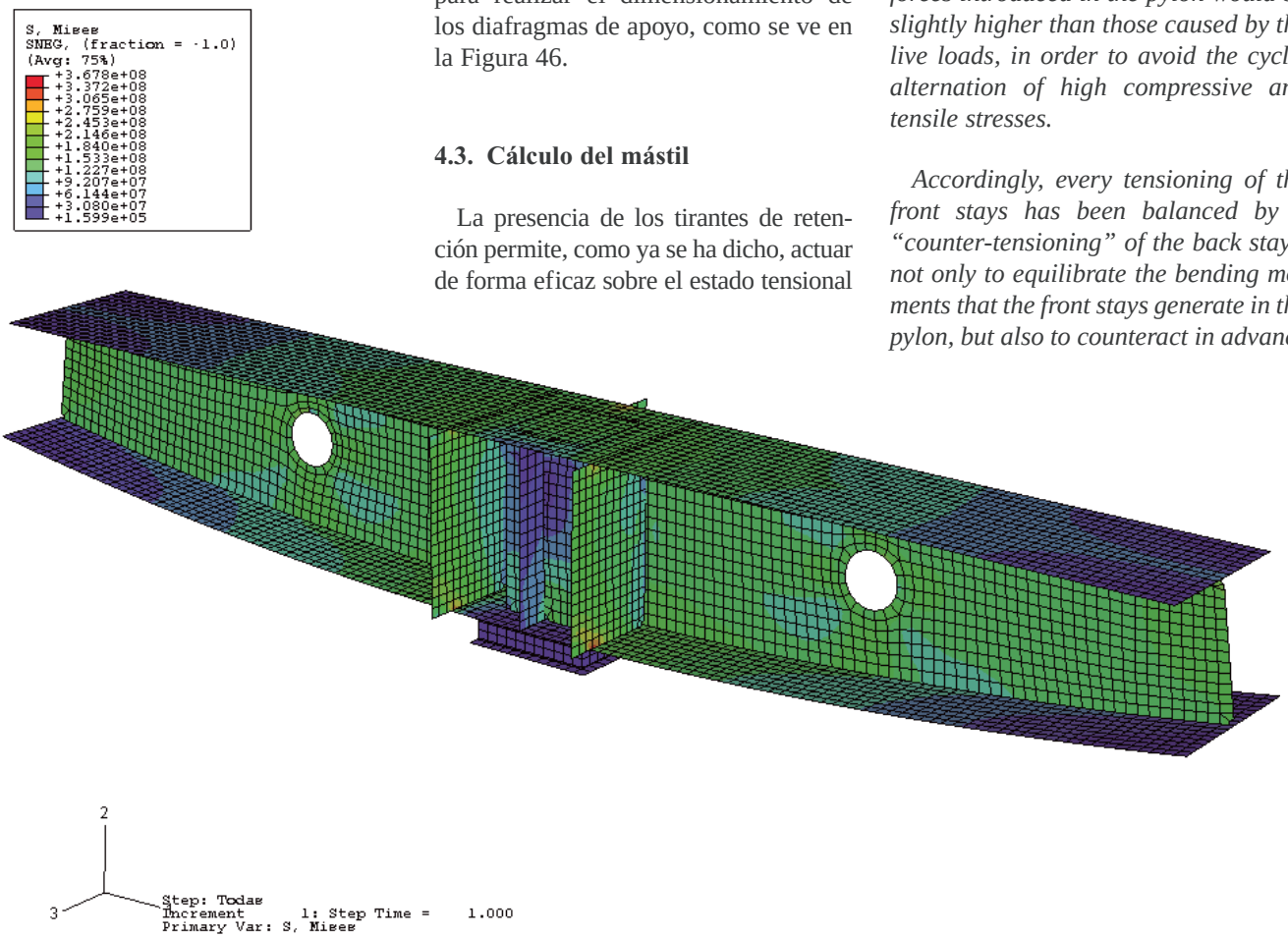


Figura 46. Modelo para el cálculo de diafragmas de apoyo.
Figure 46 Model for the support diaphragms análisis.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 5. Características mecánicas del mástil
Table 5. Mechanical properties of the pylon

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL MÁSTIL				
	Área (m^2)	I Long (m^4)	I Transv (m^4)	I Torsión (m^4)
Sección inferior	0.739	0.579	1.853	0.353
Sección superior	1.109	0.073	0.226	0.154

part of the internal forces due to the suspended loads. Besides, we decided to make use of the tensioning of the back stays to introduce in the pylon a permanent bending clearly higher than the internal moments introduced by the suspension live loads, since there is higher uncertainty in the response of the pylon-stay-deck system to those loads.

Table 5 shows the mechanical properties of the pylon's cross-section.

Figures 47 and 48 show the internal forces applied to the pylon in every stage of the construction process, extracted from the three-dimensional frame model created for the longitudinal calculation of the deck.

As can be seen, the previously discussed "counter-tensioning" is accomplished during the second tensioning stage (once the temporary supports have been removed and the slab of the deck has been fully poured and hardened). This counter-tensioning is slightly reduced by the suspension of the dead load.

Figure 49 displays the diagrams of maximum internal forces and stresses throughout the height of the pylon, in the permanent state and in the governing hypothesis in serviceability state.

The pre-design of the pylon's plates was carried out following the linear theory of strength of materials. A finite element model was created to represent the whole pylon with 4-node plate elements of 10cm x 10cm (Figure 50). The diaphragms connecting the stays were also included. This showed that the diaphragms behave in two different ways: both transmitting forces between stays and stiffening the pylon's plate.

de las distintas secciones del mástil, contrarrestando los esfuerzos provocados por las cargas suspendidas del tablero.

Analizando la respuesta del mástil ante las sobrecargas de uso, se comprueba que en ningún caso son despreciables los esfuerzos de flexión que solicitan la base del mástil, por lo que se ha optado por realizar un atirantamiento trasero que introduzca unos esfuerzos de flexión en el mástil ligeramente mayores a los de sobrecarga, de manera que no haya alternancia cíclica de elevadas tensiones de compresión y de tracción.

De esta forma, a cada tesado de los tirantes delanteros se ha opuesto un "contratesado" de los tirantes traseros que no sólo equilibra los esfuerzos de flexión que ejercen los primeros sobre el mástil, sino que adelanta parte de los esfuerzos debidos a las cargas suspendidas. En este sentido, además, se ha preferido introducir con el tesado de los tirantes traseros una flexión permanente en el mástil netamente superior a la introducida por las sobrecargas suspendidas, ante la mayor incertidumbre en la respuesta del conjunto mástil – tirante – tablero frente a dichas cargas.

Las características mecánicas de la sección transversal del mástil se muestran en la Tabla 5.

Del modelo de barras tridimensional confeccionado para el cálculo longitudinal del tablero se pueden aislar los esfuerzos que solicitan el mástil en cada una de las fases del proceso constructivo, tal y como se muestra en las Figuras 47 y 48.

Como puede comprobarse, es durante la segunda fase de tesado (ya con el tablero desapeado y completamente hormigonado) cuando se realiza el "contratesado" referido anteriormente, que queda ligeramente rebajado con la suspensión de las cargas permanentes.

Asimismo, se muestran en la Figura 49 las leyes de esfuerzos y tensiones máximas a lo largo de la altura del mástil en la situación permanente y pésima en servicio.

El predimensionamiento de la chapa del mástil se ha realizado con teoría lineal de resistencia de materiales. Además, se ha creado un modelo de ele-

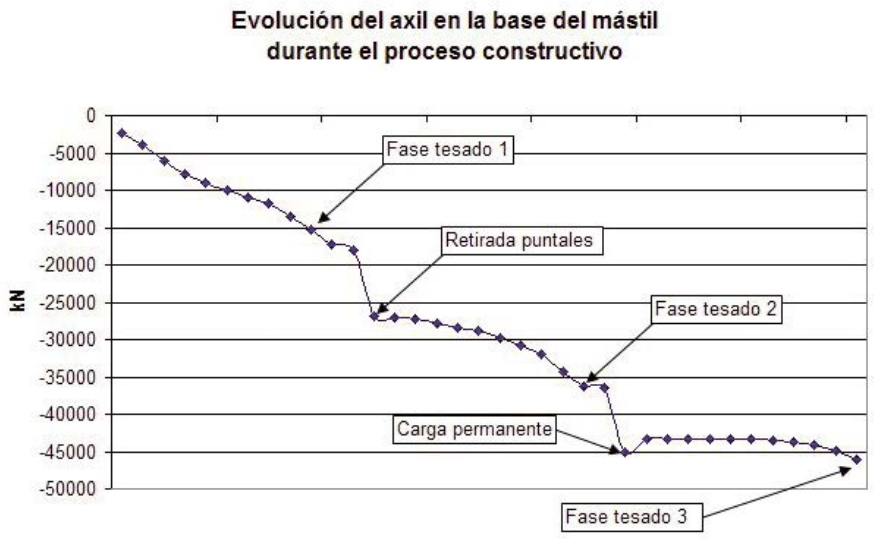


Figura 47. Evolución del axil en la base del mástil durante el proceso constructivo.
Figure 47. Evolution of the axial force at the base of the pylon throughout the construction process.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

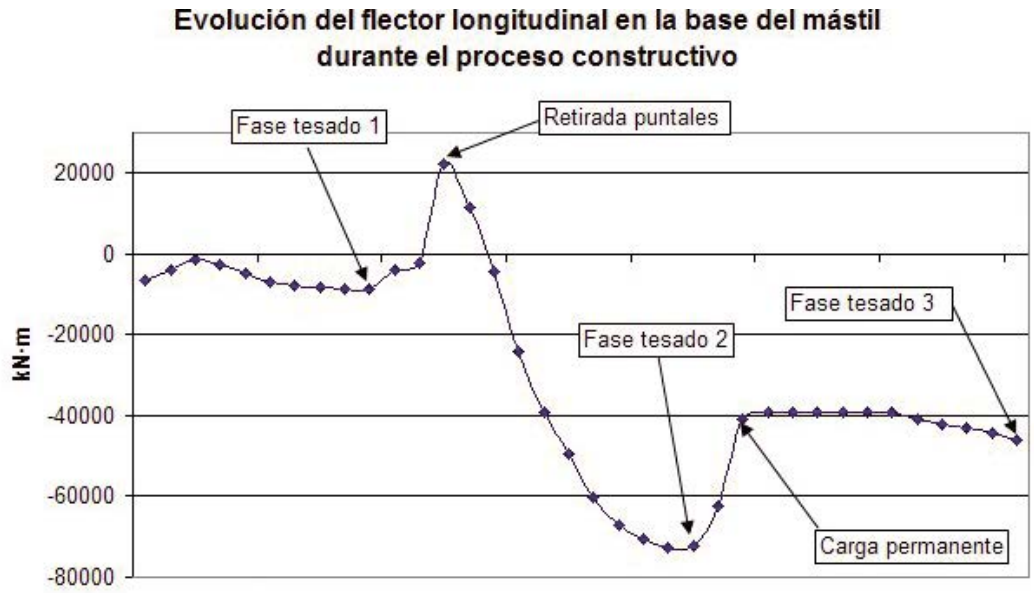


Figura 48. Evolución del flector en la base del mástil durante el proceso constructivo.
Figure 48. Evolution of the bending moment at the base of the pylon throughout the construction process.

mentos finitos que representa el conjunto del mástil con elementos placa de 4 nodos y 10x10 cm (Figura 50). Se han incluido, asimismo, los diafragmas que conectan los tirantes, pudiéndose comprobar que funcionan tanto como transmisores de fuerzas entre tirantes como de rigidizadores de la chapa que constituye el mástil.

Sobre este modelo se han introducido cargas tanto de ELS y ELU, comprobándose las flechas en el primero y las tensiones en el segundo. Se han permitido plastificaciones parciales en ELU que no comprometan la estabilidad del conjunto.

Según muestran los estudios realizados, el rígido arriostramiento tanto

Both SLS and ULS loads were introduced in the model, checking deflections and stresses, respectively. Partial yielding was permitted in ULS, without affecting the stability of the structure.

According to different analyses performed the rigid transverse and longitu-

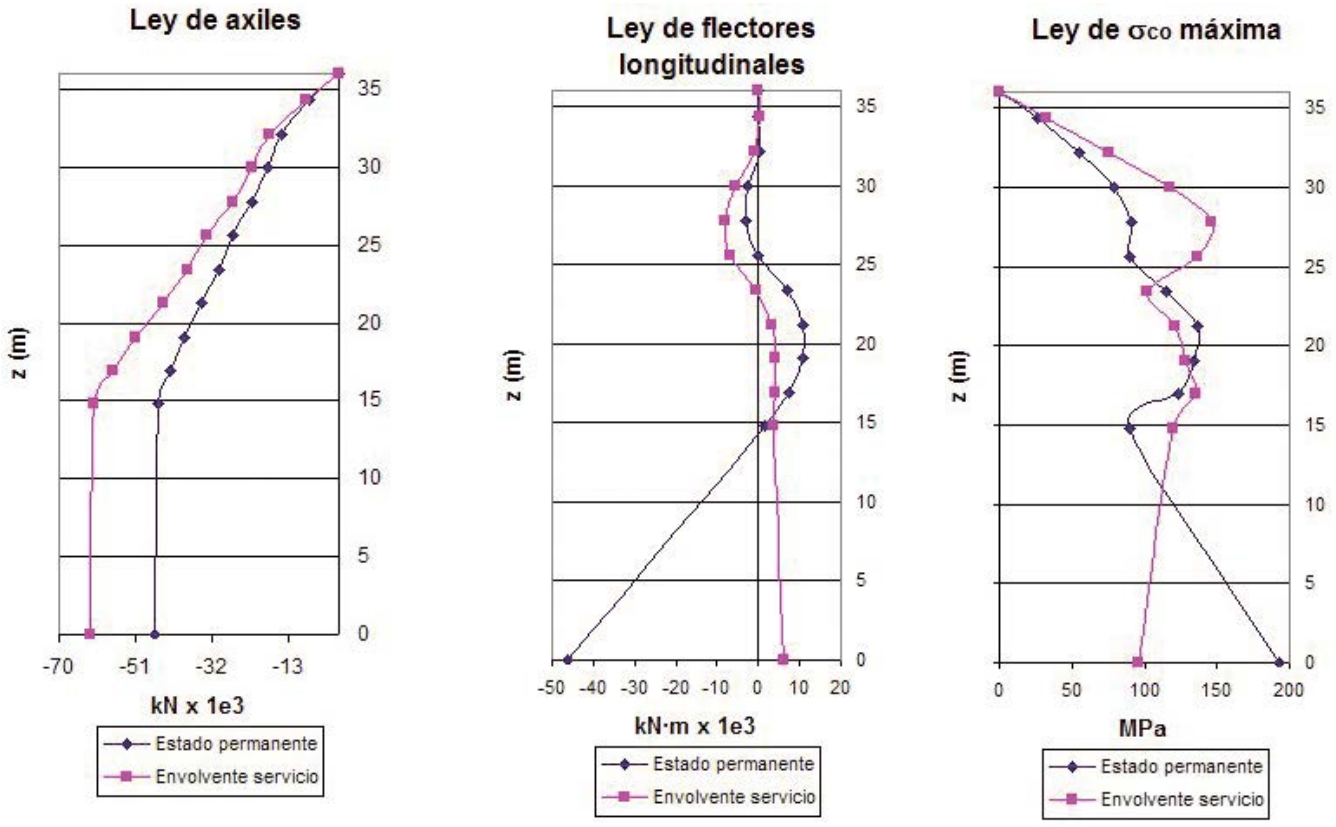


Figura 49. Leyes de esfuerzos y tensiones en el mástil
Figure 49 Diagrams of internal forces and stresses in the pylon.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

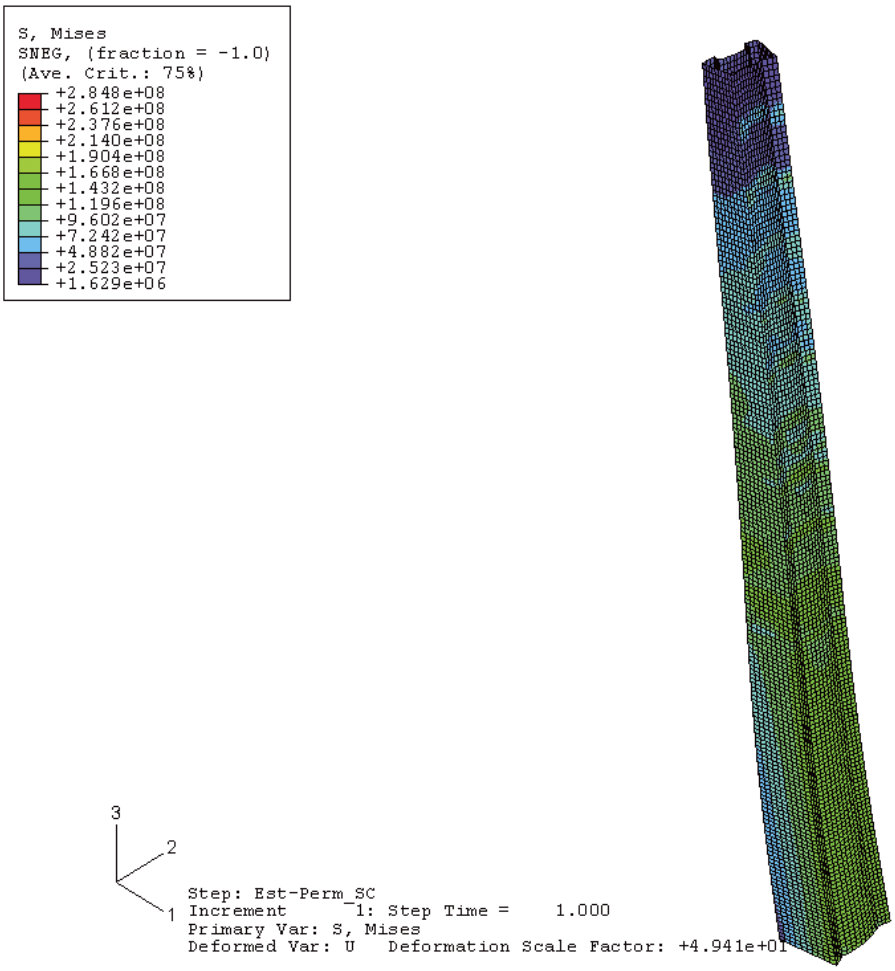


Figura 50. Modelo de elementos finitos para el análisis del mástil.
Figure 50. Finite element model for the pylon análisis.

dinal bracing of the stays completely discards any risk of global instability.

4.4. Tensioning project

Once the construction process was completely defined, we developed the tensioning project.

The following parameters were calculated for every stage of the construction process and for every tensioning of the stays:

- *tensioning loads of each stay;*
- *axial forces accumulated in each stay;*
- *angle formed by each stay with the horizontal, in the upper and lower anchorages; and*
- *relative and absolute XYZ coordinates of the edge points of each stay.*

In this case, the formulation of the catenary cable was used to obtain the stays angles in the anchorages [7].

Figure 51 shows the comparison between the theoretical axial forces of each stay (obtained from the deck's longitudinal calculation model) and the axial forces obtained from the on-site weighing. As we can see, the accuracy of the computational model and the reliability of the tensioning process are clearly demonstrated both in the front stays (TD in the figure) and in the back stays (TT), with maximum deviations per stay of less than 10% and average deviations of less than 1%.

Regarding the stress checks in the stays, the maximum stresses are within the usual range of 0.40 to 0.45 f_u in most cases. However, optimization of those stays further away from the abutment (stays 9 and 10) could not be achieved because of the relatively low efficiency of these stays, as previously discussed.

transversal como longitudinal que representan los tirantes aleja completamente cualquier riesgo de inestabilidad global.

4.4. Proyecto de tesado

Una vez definido completamente el proceso constructivo se realizó el proyecto de tesado.

Para cada una de las fases del proceso constructivo, y para cada operación de tesado de un tirante, se calcularon los siguientes parámetros:

- Cargas de tesado de cada tirante.
- Axiles resultantes acumulados en cada tirante.
- Ángulo con la horizontal de cada tirante en el anclaje superior e inferior.
- Coordenadas relativas y absolutas XYZ de los puntos extremos de cada tirante.

En este caso, para la obtención de los ángulos de los tirantes en los anclajes se trabajó con la formulación del cable como catenaria [7].

En la Figura 51 se muestra la comparación entre los axiles teóricos de cada tirante (obtenidos del modelo de cálculo longitudinal del tablero) y los axiles resultado del pesaje en obra. Como puede comprobarse, tanto en los tirantes delanteros (TD) como en los traseros (TT) quedan manifestadas la bondad del modelo de cálculo y la fiabilidad en el proceso de tesado, con desviaciones máximas por tirante inferiores al 10% y desviaciones promedio inferiores al 1%.

En cuanto a las comprobaciones tensionales en los tirantes, en la mayoría de ellos las tensiones máximas están en el rango habitual de 0'40 – 0'45 f_u. Sin embargo, en los tirantes más alejados del estribo (tirantes 9 y 10) no es posible lograr un aprovechamiento óptimo del tirante, dada la relativa poca eficacia de estos tirantes, como ya se ha expuesto anteriormente. Como dato basta comprobar que en el tirante delantero nº 10, por ejemplo, el porcentaje de axil por carga suspendida no sobrepasa el 20%.

Las restricciones en la carrera de tensión por consideraciones de fatiga en este caso no resultan condicionantes, tal y como podría preverse al evaluar el ratio de sobrecarga de uso frente a peso

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

propio y carga permanente, que se sitúa en este viaducto en el entorno de 0'35.

4.5. Cálculo del estribo 1

En el cálculo del estribo 1 se distinguen dos situaciones de cálculo: fase de construcción y fase de servicio.

Durante la fase de construcción todavía no se han construido las vigas de conexión entre el cuerpo principal y los macizos de anclaje. Sobre el cuerpo principal actúan su peso propio y el empuje de las tierras situadas en su trasdós. El esquema estructural que se considera es el clásico de estribo en ménsula.

En la fase de servicio todos los elementos (cuerpo principal, vigas de conexión y macizos de anclaje) del conjunto ya se encuentran conectados y están fuertemente relacionados entre sí. El esquema estructural de funcionamiento es tipo pórtico. Este comportamiento estructural como un pórtico fue estudiado, en primera aproximación, mediante un modelo matricial de barras. En este modelo para simular el terreno de cimentación se admite la hipótesis de que la zapata del estribo se apoya sobre terreno elástico. Así pues, la vinculación de la estructura al terreno se materializa mediante unos elementos tipo muelle vertical y a rotación. La constante de muelle fue deducida a partir del módulo de balasto del material de cimentación, que según el Estudio Geotécnico toma un valor de 300.000 kN/m^3.

Posteriormente, nos hemos apoyado en un modelo de elementos finitos tridimensional, para el que se han empleado elementos cúbicos de tipo sólido. Con este modelo de elementos finitos se han corroborado los resultados obtenidos en el modelo de barras y, además, se han abordado aquellos problemas, que dada su naturaleza, no eran recogidos por dicho modelo (Figura 52).

En esta fase de servicio actúa sobre el estribo el sistema de fuerzas autocompensadas introducido por el atirantamiento, así como las reacciones del tablero sobre el cuerpo principal. En la Figura 53 se puede observar el sistema de fuerzas del atirantamiento actuando sobre el conjunto del estribo 1.

Como se puede observar el tablero introduce en el cuerpo principal del estribo una reacción horizontal de 51.514 kN, que son compensadas por los 14.680 kN de reacción del mástil y los 36.834 kN (2 x 18.417 kN) que reciben los macizos de anclaje, llegando al cuerpo principal a través de las vigas de conexión.

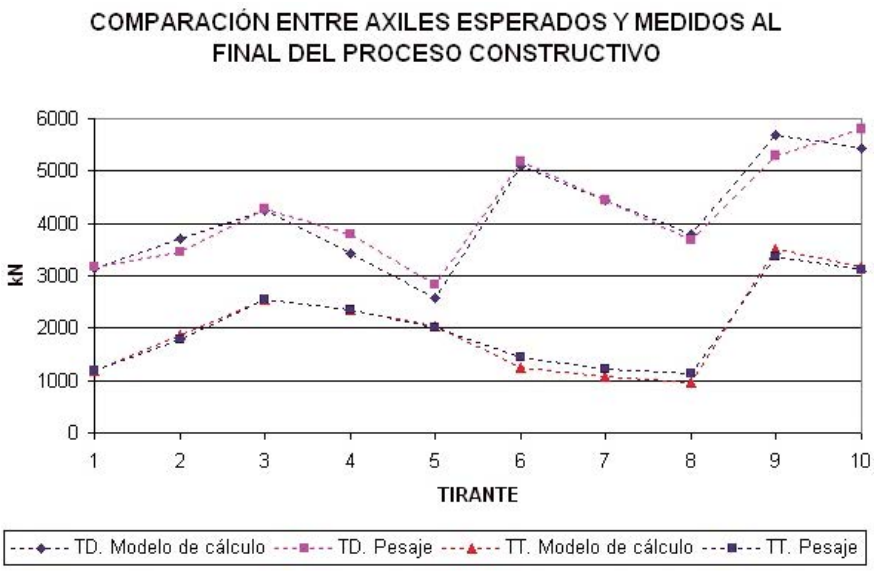


Figura 51. Comparación de axiles teóricos y de pesaje en distintas fases del proceso constructivo
Figure 51. Comparison of theoretical and actual axial forces in different stages of the construction process

En el cuerpo principal se prestó especial atención al control de las tensiones transmitidas al plano de cimentación (cuya tensión admisible es de 0'60 MPa). Los cálculos realizados (admitiendo un comportamiento elástico y lineal del terreno de cimentación y zapata suficientemente rígida) arrojaron una tensión de pico de 731 kN/m^2 (inferior a 1'25 σ_{adm}). Para verificar este comportamiento se estudió, mediante el modelo de elementos finitos, la transmisión de la reacción vertical del mástil, a través del macizo situado en el trasdós del cuerpo principal, hasta la cimentación de dicho cuerpo principal. Este estudio indicó que las dimensiones de este macizo eran suficientes para permitir una adecuada difusión de la carga vertical de 51.514 kN concentrada en la base del mástil hacia el plano de cimentación.

Por otra parte, con el modelo de elementos finitos también se estudió la introducción de la fuerza horizontal transmitida por el tablero, a través de los cuatro apoyos de neopreno confinado ya descritos, en el cuerpo principal del estribo. Esta fuerza se introduce por el

For example, the percentage of axial force per suspended load does not exceed 20% in the front stay number 10.

Fatigue restrictions in the stress range reasons do not govern in this case, as could be predicted by analysing the ratio between live load and self-weight and permanent load, which is in the range of 0.35 for this viaduct.

4.5. Calculation of abutment 1

Two different situations can be distinguished in the design of abutment 1: construction and service.

During construction, the beams connecting the main body and the back anchorage blocks have not been constructed yet. The loads affecting the main body are its self-weight and the horizontal load of the earth pressure at its batter. The chosen structural typology was the classic cantilever abutment.

During service, all the different elements of the system (main body, connecting beams and anchorage blocks) are already connected and strongly interrelated. In this case, the structure behaves as a bending frame. This structural behaviour was studied at first with a frame element model. This model assumes that the abutment footing rests on elastic ground. Accordingly, the interac-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

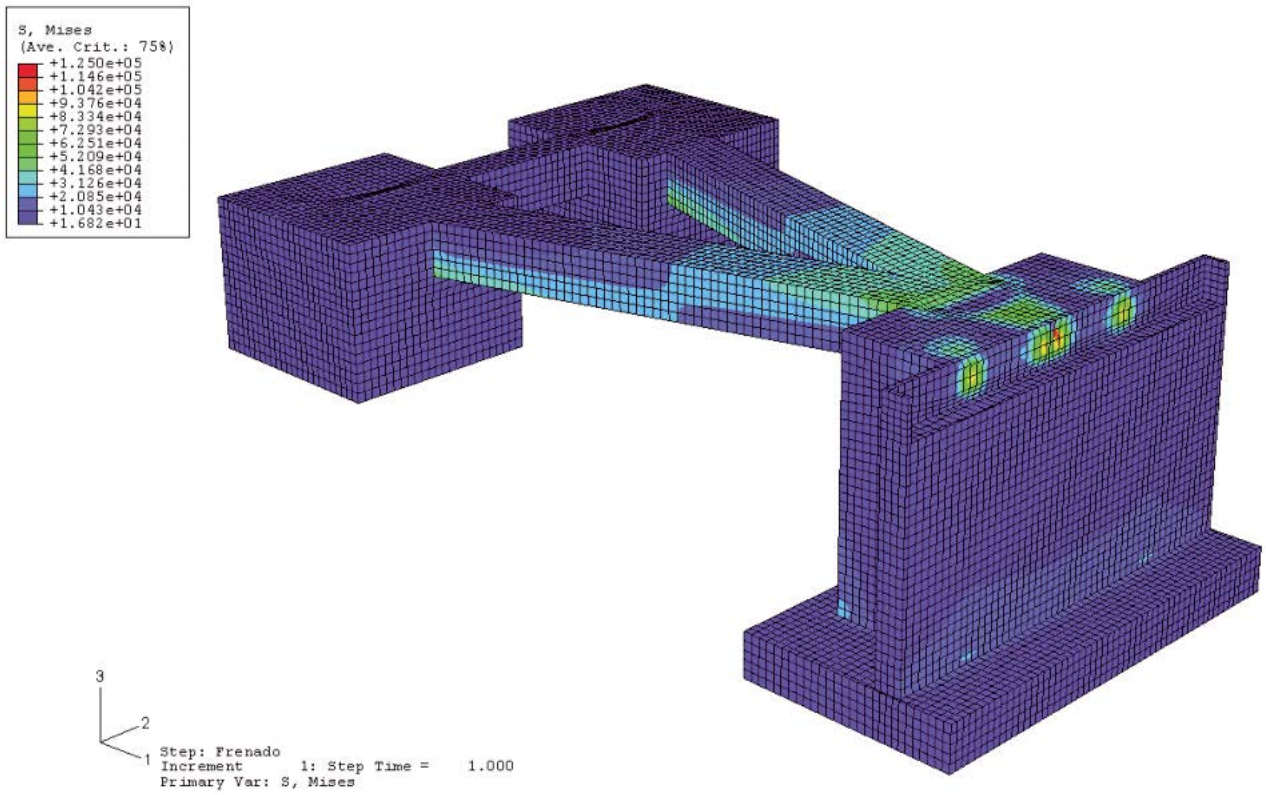


Figura 52. Modelo de elementos finitos del estribo 1.
Figure 52. Finite element model for abutment 1.

tion between the structure and the soil underneath can be represented by vertical and rotational springs. Their characteristic stiffness constant was deduced using the foundation modulus of ballast, (300,000kN/m³, according to the geotechnical analysis).

Subsequently, we used a three-dimensional finite element model with cubic solid elements. This model confirmed the results obtained with the bars model and allowed us to deal with those problems which could not be covered by the bars model, due to their specific nature (Figure 52).

In this service phase, the actions affecting the abutment are the system of self-compensated loads introduced by the staying and the deck's reactions, acting over the main body. Figure 53 shows the system of staying forces acting over the whole abutment 1.

As can be seen, the deck transmits a horizontal reaction of 51,514kN into the abutment's main body, compensated by the 14,680kN pylon reaction and the 83k N (2 x 18,417 N) resisted by the anchorage blocks, which then reaches the main body through the connecting beams.

As for the main body, special attention was given to controlling the stresses transmitted to the foundations, being limited by a maximum allowable stress of 0.60MPa. Calculations results showed a peak stress of 731kN/m² (lower than 1.3 σ_{adm}), assuming an elastic and linear behaviour of the foundation ground and a sufficiently rigid footing. In order to verify this behaviour, the finite element model was used to study the transmission of the pylon's vertical reaction through the block at the back of the main body down to the main body's foundations. According to the results of this study, the size of the block was sufficient to allow an adequate distribution of the vertical load of 51,514kN, concentrated in the pylon's base, at the bottom of the foundations.

Furthermore, the finite element model was also used to analyse the introduction of the horizontal force transmitted by the deck into the abutment's main body through the pot bearings. This force is introduced through the abutment's intrados along a 10m width and has to concentrate at the back in the connecting point with the beams. This phenomenon generates a series of horizontal stresses that need to be properly

intradós del estribo a lo largo de una anchura de 10 m y debe concentrarse, en el trasdós, en la unión con las vigas de conexión. Este fenómeno genera una serie de tracciones horizontales que deben ser convenientemente armadas.

El modelo de elementos finitos resultó especialmente útil en el diseño y armado de los macizos de anclaje traseros. Habitualmente el anclaje de los tirantes de retención se suele realizar en la base de los macizos (de esta forma el peso del macizo consigue equilibrar la componente vertical de los tirantes). Sin embargo, en el caso del Viaducto de Escaleritas, las pequeñas dimensiones de la glorieta situada a la entrada del puente y la proximidad de los edificios adyacentes impedían retrasar aún más la posición de los macizos. Así pues, el anclaje de los tirantes ha de realizarse en la parte superior de estos elementos. Este hecho obliga a "colgar" el peso del macizo hasta el punto de anclaje, con el fin de conseguir el necesario equilibrio de fuerzas. La forma de conducir el peso hasta el punto de anclaje provoca en el macizo una serie de campos tensionales, que han de ser convenientemente armados. A través del modelo de elementos finitos se detectaron las direcciones principales de las tracciones y compresiones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

A partir de estas direcciones principales se elaboraron una serie de modelos de bielas y tirantes, con los que se realizó el armado final de los macizos de anclaje de los tirantes traseros [8].

Finalmente, el estudio de las direcciones principales de las tensiones locales que se producen en el punto de anclaje de los tirantes de retención permitió realizar el dimensionamiento de

resisted by an adequate steel bars reinforcement.

The finite element model was especially useful for the design and rein-

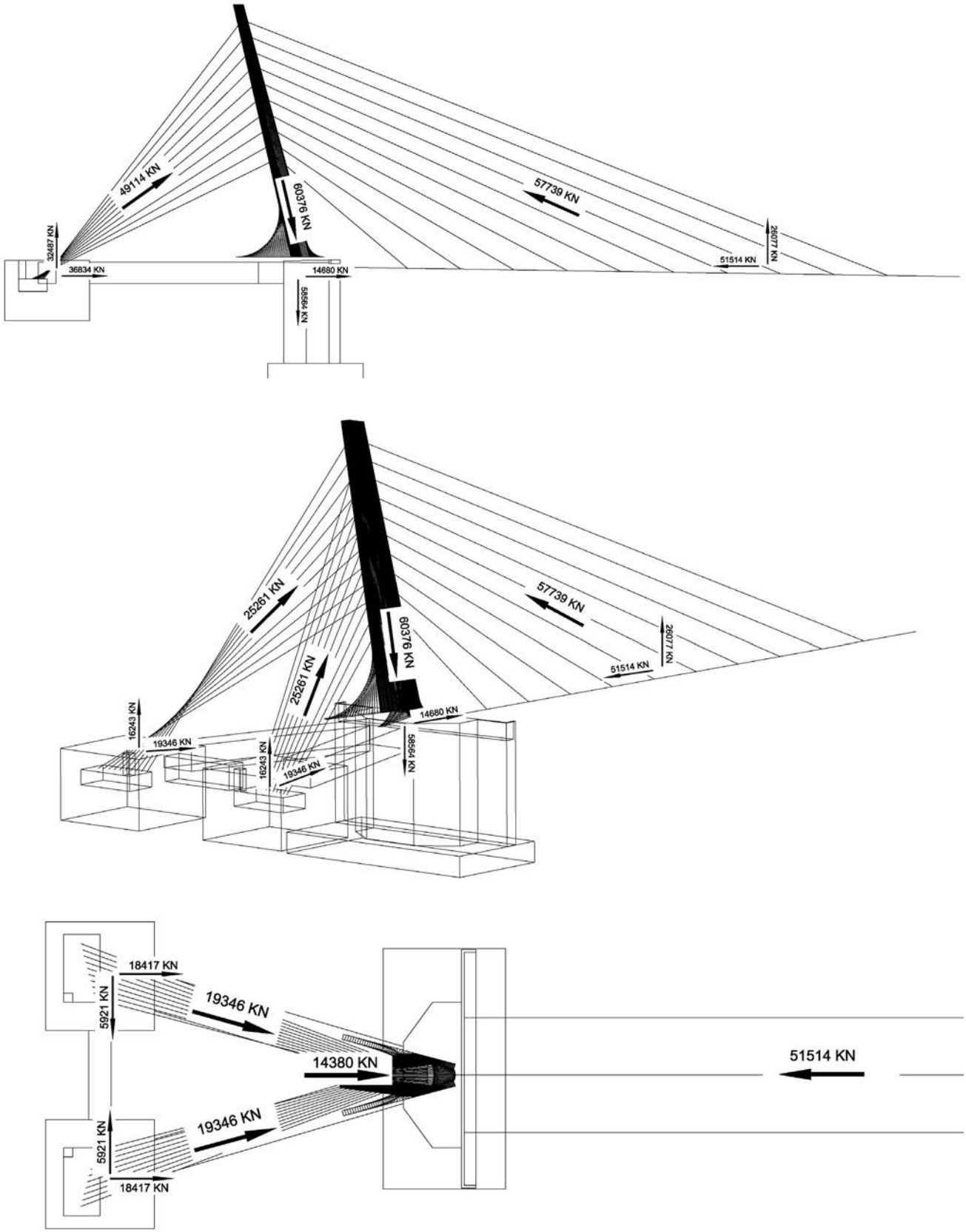


Figura 53. Sistema de fuerzas introducido por el atirantamiento.
Figure 53. System of forces introduced by the staying.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

forcement of the back anchorage blocks. Retention stays are usually anchored at the base of the blocks, so that the block's weight can equilibrate the vertical component of the stays. Nevertheless, in this particular case, the location of the blocks could not be pushed further back due to the reduced size of the roundabout at the entrance of the bridge and the proximity of the adjacent buildings. For this reason, the stays had to be anchored at the upper section of the blocks. As a consequence, the block's weight had to be "moved" towards the anchorage point in order to achieve the necessary balance of forces. The way in which the weight is driven to the anchorage point causes a series of tensile stress fields that need to be adequately resisted by the reinforcement. The finite element model was used to detect the main directions of the tensions and compressions.

On the basis of these main directions, a number of models for stays and connecting rods were created in order to carry out the final reinforcing of the anchorage blocks [8].

Finally, the analysis of the main directions of the tensions at the retention stays anchorage points was the basis for the design of the reinforcement in the anchor zone.

REFERENCES

[1] Puentes urbanos. Ingeniería y Territorio, no. 65 2003

[2] L. Fernández Troyano, et al. The bridge over the river Lérez at Pontevedra, Spain. L'industria italiana del cemento, no. 73 1997

[3] R.P. Johnson. Composite Structures of Steel and Concrete. Blackwell Publishing. 2004.

[4] D. Collings. Steel-Concrete Composite Bridges. Thomas Telford. 2005

[5] J.J. Arenas, M.J. Pantaleón. El Viaducto de la Arena en la Autovía del Cantábrico. Hormigón y Acero, no. 196. 1995

[6] R. Walter, B. Houriet, et al. Cable Stayed Bridges. Thomas Telford. 1998.

[7] Cable Structures. Max Irvine. Dover Publications. 1992

[8] J. Romo, M. Schlaich, H. Corres. Análisis de grandes elementos de hormigón armado. Aplicación práctica del método de las bielas y tirantes. Hormigón y Acero, no. 195. 1995.

la armadura de zunchado y refuerzo necesaria.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Puentes urbanos. Ingeniería y Territorio, nº 65. 2003.

[2] L. Fernández Troyano, et al. The bridge over the river Lérez at Pontevedra, Spain. L'industria italiana del cemento, nº 725. 1997.

[3] R.P. Johnson. Composite Structures of Steel and Concrete. Blackwell Publishing. 2004.

[4] D. Collings. Steel – Concrete Composite Bridges. Thomas Telford. 2005.

[5] J.J. Arenas, M.J. Pantaleón. El Viaducto de la Arena en la Autovía del Cantábrico. Hormigón y Acero, nº 196. 1995.

[6] R. Walter, B. Houriet, et al. Cable Stayed Bridges. Thomas Telford. 1998.

[7] Cable Structures. Max Irvine. Dover Publications. 1992

[8] J. Romo, M. Schlaich, H. Corres. Análisis de grandes elementos de hormigón armado. Aplicación práctica del método de las bielas y tirantes. Hormigón y Acero, nº 195. 1995.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

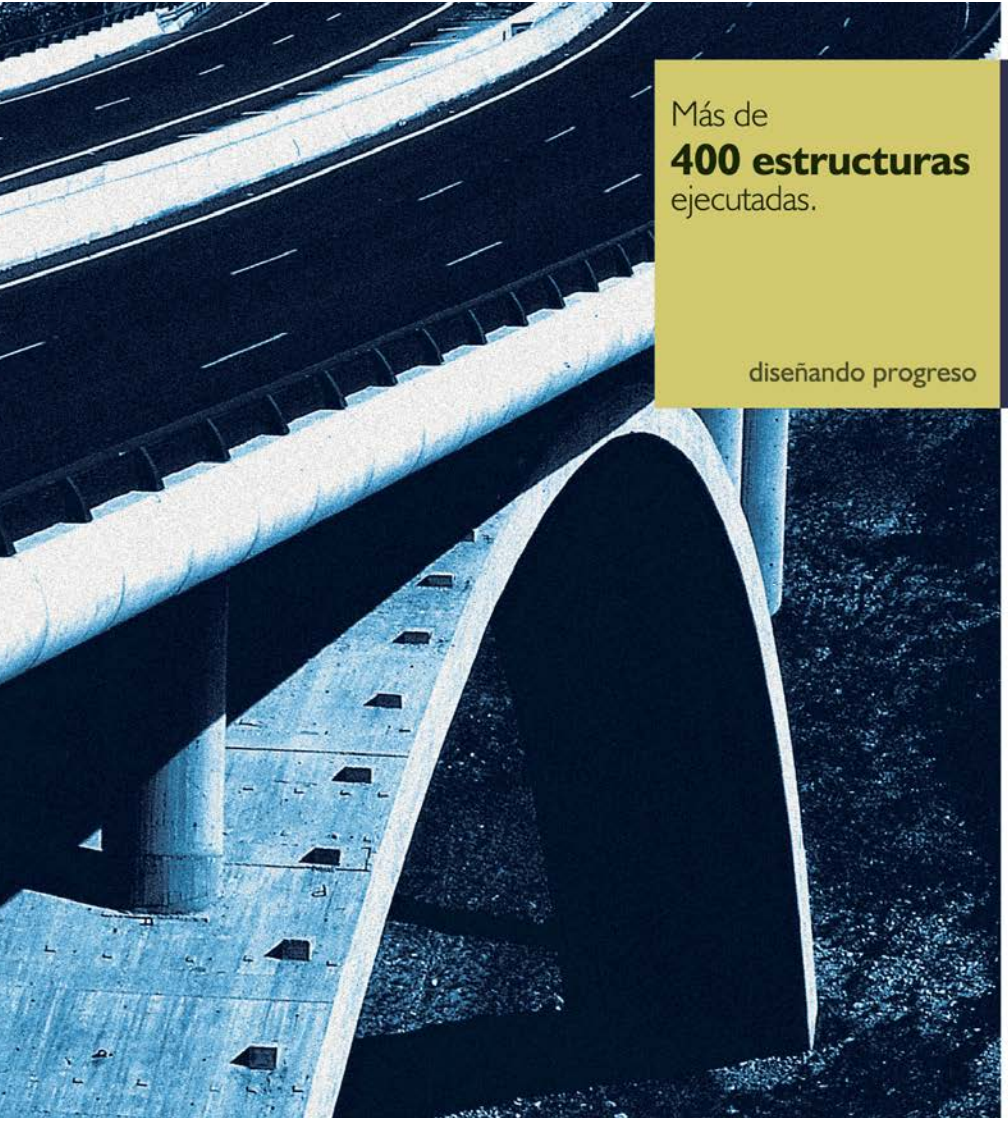
FICHA TÉCNICA / *DATA SHEET*

- Nombre de la obra / *Project Name:* Estructura de Conexión Escaleritas – Feria del Atlántico.
- Financiación / *Financing:* Excmo. Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria y Cabildo de Gran Canaria.
  Las Palmas de Gran Canaria City Council and Gran Canaria Island Council.
- Promotor / *Promoter*: Excmo. Ayuntamiento de Las Palmas de Gran Canaria.
  Las Palmas de Gran Canaria City Council.
- Autores del Proyecto / *Project Authors*: Marcos J. Pantaleón Prieto
  y Óscar Ramón Ramos Gutiérrez (APIA XXI, S.A.).
- Ingeniero de Caminos, Director de las Obras / *Civil Engineer, Works Manager*: Marcos J. Pantaleón Prieto
  (APIA XXI, S.A.)
- Empresa Constructora / *Contractor*: DRAGADOS
- Taller Metálico / *Metal Workshop*: MEGUSA
- Sistema de atirantamiento / *Staying System*: FREYSSINET
- Asistencia Técnica y Control de Calidad / *Technical Assistance and Quality Assurance*: APIA XXI, S.A.
- Coordinación de Seguridad y Salud / *Health and Safety Management*: GEURSA

PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA / *STRUCTURE'S MAIN UNITS*

	Cuantías por m^2 de tablero	Cuantías por m^3 de homigón en el elemento
TABLERO Y TIRANTES		
Acero estructural en tablero S355J2G3	248.59 kg/m^2	–
Acero estructural en mástil S355J2G3	56.84 kg/m^2	–
	125.05 Kg/m^2 (referido al vano atirantado)	–
Hormigón HA-40	0.20 kg/m^2	–
Acero pasivo B500S	74.55 kg/m^2	372.8 kg/m^3
Acero en tirantes Y 1860 -15.7 mm	13.65 kg/m^2	–
	30.04 kg/m^2 (referido al vano atirantado)	–
PILAS Y CIMENTACIONES DE PILAS		
Hormigón HA-30	0.19 m^3/m^2	–
Acero pasivo B500S	14.83 kg/m^2	80.0 kg/m^3
ESTRIBO 1		
Hormigón HA-25	1.05 m^3/m^2	–
Hormigón HA-40	0.23 m^3/m^2	–
Acero pasivo B500S	14.83 kg/m^2	11.5 kg/m^3
ESTRIBO 2		
Hormigón HA-30	0.04 m^3/m^2	–
Acero pasivo B500S	5.43 kg/m^2	149.1 kg/m^3

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

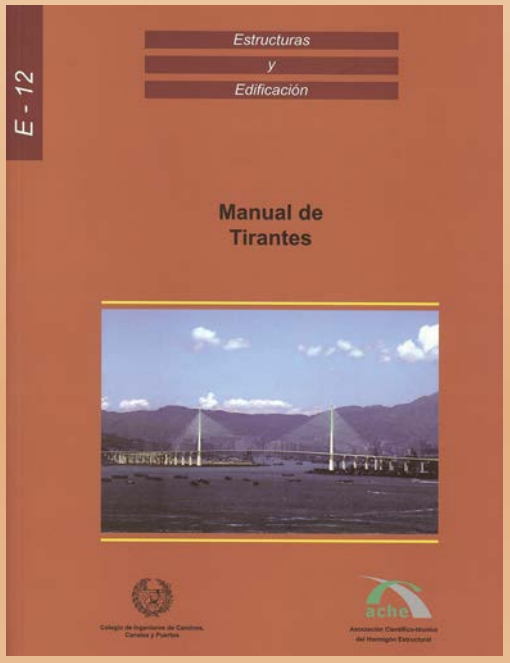


APIAXXI

www.apiaxxi.es

Santander
Madrid
Barcelona
Las Palmas de Gran Canaria
Santa Cruz de Tenerife
Sevilla
Granada
Oviedo
Vigo
Palma de Mallorca
Santiago de Chile
Varsovia

GRUPO APIAXXI



MANUAL DE TIRANTES

CAPÍTULO 1. Introducción
CAPÍTULO 2. Sistemas de tirantes e instalación.
CAPÍTULO 3. Detalles de proyecto.
CAPÍTULO 4. Cálculo.
CAPÍTULO 5. Durabilidad, inspección y mantenimiento.

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 224 Págs.

Precios:

– Para miembros o Colegiados	34,00 €
– Precio venta al público	42,00 €

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 **www.ciccp.es**

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

ache
SECRETARÍA DE ACHE
Tel. 91 336 66 98 - **www. e-ache.net**

Comportamiento a esfuerzo cortante de vigas prefabricadas pretensadas de hormigón autocompactable de alta resistencia

Shear behaviour precast prestressed high strength self compacting concrete beams

Youssef Choulli
Dr. Ingeniero Civil
Departamento de Ingeniería de la Construcción - Universidad Politécnica de Cataluña

Antonio R. Marí Bernat
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería de la Construcción - Universidad Politécnica de Cataluña

Antoni Cladera Bohigas
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Física - Universidad de las Islas Baleares

RESUMEN

En el presente artículo se exponen los resultados de un estudio experimental del comportamiento frente a esfuerzo cortante en vigas prefabricadas pretensadas de hormigón autocompactable de alta resistencia sin y con cercos. Además de estudiar el efecto del tipo de hormigón, se ha investigado la influencia en el comportamiento a cortante de otros parámetros como el nivel de pretensado, la presencia de armadura transversal y la cuantía de la armadura pasiva longitudinal en el alma. Los resultados experimentales fueron comparados con predicciones realizadas con formulaciones de códigos actuales (Eurocodigo EC-2, ACI 318-83 y la Instrucción EHE) y con resultados de un programa analítico basado en la Teoría Modificada de Campo de Compresión (MCFT). Se concluye que para los casos estudiados el hormigón autocompactable presenta una ligera reducción (≈12%) de resistencia a cortante en relación al hormigón convencional, aunque ésta fue siempre muy superior a los valores exigidos por las normativas vigentes, por lo cual se considera que los métodos de cálculo usuales en hormigón convencional son también válidos para hormigón autocompactable.

SUMMARY

In this paper, results of a comprehensive experimental research on shear behaviour of precast prestressed I-beams made with high strength self compacting concrete are presented. In addition to the type of concrete, the influence of the existence of transversal shear reinforcement, of the amount of longitudinal web reinforcement and the prestress level were studied. Experimental results were compared with those obtained by using the expressions of several concrete codes, such as Eurocode 2 ACI and the Spanish Concrete Code EHE, and with the results of the MCFT. The results obtained from the study showed that there is a reduction in shear capacity for beams made with self compacting concrete of about 12 % in comparison with beams made with conventional vibrated concrete having the same compressive strength. All codes predictions used for conventional vibrated concrete were clearly conservative in its estimation of the ultimate shear strength for all beams specimens. Therefore it is concluded that they may be safely used for design of beams made with self compacting concrete.

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón autocompactable (HAC) supone un gran avance en la tecnología del hormigón por las ventajas que presenta, al poder aumentar la producción y mejorar el proceso constructivo, facilitar el diseño de elementos complejos, ahorrar energía de vibración y mejorar los acabados, y conseguir mejorar las condiciones de trabajo para los operarios.

Es sobretodo en el sector de la prefabricación donde el empleo del HAC puede conducir a mayores ventajas adicionales, como son el aumento de la vida útil de los moldes, el empleo de moldes más ligeros, y la reducción de tiempo y

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

esfuerzo necesarios para el acabado manual de los elementos debido a la mejora en la calidad de las superficies.

A pesar de que desde su introducción, el concepto del hormigón autocompactable HAC ha llamado la atención tanto de los investigadores como de los profesionales del mundo del hormigón gracias a sus múltiples ventajas y sus atractivas propiedades tanto en estado fresco como en estado endurecido, su uso sigue siendo limitado, entre otras razones, por no estar incluido en las normativas vigentes.

Si bien son numerosos los ensayos de caracterización del HAC como material, son muchos menos los realizados para conocer la influencia de sus propiedades mecánicas en el comportamiento estructural.

En efecto, los ensayos realizados apuntan a que su resistencia a cortante queda mermada respecto a la de los hormigones convencionales [1], al verse reducido el fenómeno del engranamiento entre caras de fisuras como consecuencia del menor tamaño o/y volumen de los áridos y también por las superficies lisas de rotura que se producen.

Por otro lado, las formulaciones de diseño a cortante de los códigos vigentes suelen tener un carácter semiempírico, y por tanto deben ceñirse a los casos para los que fueron establecidas, a menos que se compruebe su validez para otros casos. Además, dichas formulaciones son complejas y difíciles de ajustar a la multitud de parámetros que intervienen en el comportamiento a cortante de vigas pretensadas tales como propiedades de los materiales, nivel de pretensado, luz de cortante, cuantía de la armadura principal de tracción y de cortante, entre otros. Por otra parte, una de las mayores dificultades reside en cuantificar la contribución del hormigón a la resistencia a cortante global [2-3] que incluye diversos mecanismos resistentes.

Dada la necesidad de verificar la seguridad y adecuación del uso de hormigón autocompactable en elementos de considerable responsabilidad estructural y de comprobar la adecuación de las fórmulas utilizadas en hormigón convencional (HC) para el cálculo a cortante, cuya resistencia sería la más afectada por el uso de HAC, se ha realizado una campaña experimental que se describe a continuación.

2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

2.1. Descripción

En esta campaña experimental se pretende estudiar el comportamiento frente al esfuerzo cortante de vigas prefabricadas pretensadas fabricadas con hormigón autocompactable y de alta resistencia. Para conseguir este objetivo se diseñaron y se construyeron seis vigas pretensadas de hormigón de alta resistencia, dos de las cuales se compactaron mediante vibrado convencional y cuatro fueron de hormigón autocompactable. Además de estudiar el efecto del uso de este tipo de hormigón, se estudió el efecto de las siguientes variables: nivel de pretensado (se consideraron dos niveles), la existencia o no de armadura transversal y la cuantía de armadura longitudinal distribuida en el alma. Estos ensayos se llevaron a cabo en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña UPC.

2.2. Diseño y detalles de las vigas ensayadas

Las seis vigas ensayadas tienen la misma sección geométrica en doble T, de 75 cm de canto y 10 m de longitud (ver Figura 1), y fueron diseñadas para asegurar la rotura por cortante bajo solicitación de flexión simple. Las vigas fueron ensayadas en ambos extremos sucesivamente (extremo E y W), dando lugar a un total de doce ensayos (ver Tabla 1 y Figuras 2-3).

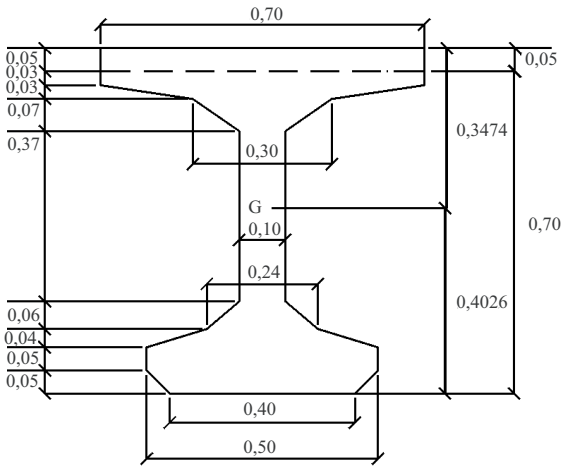


Figura 1. Sección geométrica de las vigas (dimensiones en m).

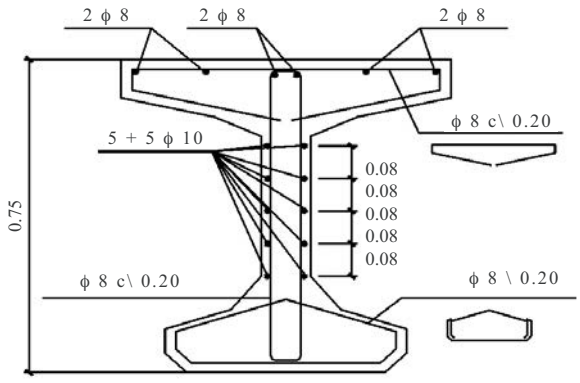


Figura 2. Armadura pasiva y activa en vigas HP2T, extremo E.

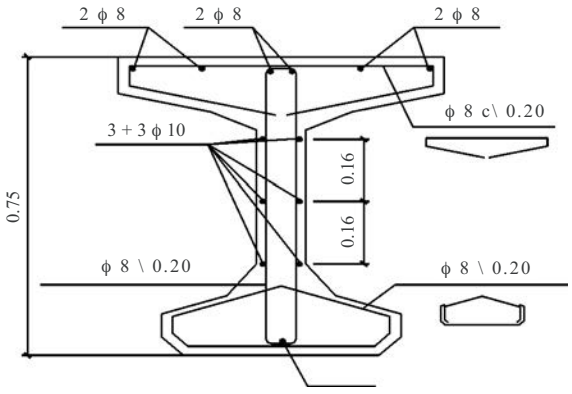


Figura 3. Armadura pasiva y activa en vigas HP1T, extremo W.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 1. Característica de las vigas

Viga designación	Tipo de viga	Nivel de pretensado	Armadura Transversal	Armadura longitudinal en el alma
HAP1	Autocompactable	14 ϕ 1/2"Inferior 2 ϕ 1/2"Superior	Sin armadura pasiva	Sin armadura pasiva
HAP2	Autocompactable	8 ϕ 1/2"Inferior 2 ϕ 1/2"Superior	Sin armadura pasiva	Sin armadura pasiva
HAP1T	Autocompactable	14 ϕ 1/2"Inferior 2 ϕ 1/2"Superior	ϕ 8 cada 200 mm	Extremo W: 6ϕ 10/160mm Extremo E: 10ϕ 10/80mm
HAP2T	Autocompactable	8 ϕ 1/2"Inferior 2 ϕ 1/2"Superior	ϕ 8 cada 200 mm	Extremo W: 6ϕ 10/160mm Extremo E: 10ϕ 10/80mm
HCP1T	Convencional	14 ϕ 1/2"Inferior 2 ϕ 1/2"Superior	ϕ 8 cada 200 mm	Extremo W: 6ϕ 10/160mm Extremo E: 10ϕ 10/80mm
HCP2T	Convencional	8 ϕ 1/2"Inferior 2 ϕ 1/2"Superior	ϕ 8 cada 200 mm	Extremo W: 6ϕ 10/160mm Extremo E: 10ϕ 10/80mm

Viga del Ensayo	Tipo de Hormigón	Tesión media en el hormigón (MPa) / Armadura activa	Armadura Transversal (fy=525 Mpa)	Armadura Longitudinal distribuida en el alma
HAP1E	Autocompactable	σ_{cp}‡1,37 / 14 de 1/2"	Sin armadura	Sin armadura
HAP1W	Autocompactable	σ_{cp}‡1,37 / 14 de 1/2"	Sin armadura	Sin armadura
HAP2E	Autocompactable	σ_{cp}∓,11 / 14 de 1/2"	Sin armadura	Sin armadura
HAP2W	Autocompactable	σ_{cp}∓,11 / 14 de 1/2"	Sin armadura	Sin armadura
HCP2TE	Convencional Vibrado	σ_{cp}∓,11 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	10 ϕ 10 # 80 mm
HCP2TW	Convencional Vibrado	σ_{cp}∓,11 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	6 ϕ 10 # 160 mm
HAP2TE	Autocompactable	σ_{cp}∓,11 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	10 ϕ 10 # 80 mm
HAP2TW	Autocompactable	σ_{cp}∓,11 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	6 ϕ 10 # 160 mm
HCP1TE	Convencional Vibrado	σ_{cp}‡1,37 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	10 ϕ 10 # 80 mm
HCP1TW	Convencional Vibrado	σ_{cp}‡1,37 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	6 ϕ 10 # 160 mm
HAP1TE	Autocompactable	σ_{cp}‡1,37 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	10 ϕ 10 # 80 mm
HAP1TW	Autocompactable	σ_{cp}‡1,37 / 14 de 1/2"	ϕ 8 # 200 mm	6 ϕ 10 # 160 mm

La tabla 1 adjunta presenta las características de las seis vigas y de los doce ensayos realizados sobre las mismas.

2.3. Instrumentación

A lo largo de los ensayos se registró el valor de diversos parámetros. Entre ellos estaban el tiempo, incremento de carga, flechas y deformaciones en el hormigón y en las armaduras pasivas y activas. Se dispusieron 84 galgas pegadas en la armadura transversal y longitudinal, activa y pasiva en ambos extremos de cada viga. La deformación en el hormigón se midió gracias a la utilización de galgas embebidas a 45º. Se dispusieron asimismo transductores de desplazamiento para determinar tanto la flecha de la viga en distintos puntos como para evaluar cualitativamente las deformaciones en el alma de la viga por aparición de fisuras a cortante.

2.4. Esquema de los ensayos

El esquema estático que se adoptó para los ensayos es el de viga biapoyada y cargada puntualmente, utilizando control de desplazamientos del pistón, a una distancia de 2.10 m del eje de apoyo, permitiendo únicamente el giro en el apoyo más cercano al punto de aplicación de la carga, y desplazamiento y giro en el apoyo más alejado de la carga. Cada una de las vigas fue ensayada en ambos extremos. Primero en el extremo este (E) y después apoyando en una zona intermedia no dañada y cargando junto al extremo oeste (W), tal como indica la Figura 4.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

Los resultados más significativos de los ensayos se resumen en la Tabla 2, donde se muestra la fecha en el momento de la rotura, el cortante de fisuración y el cortante último.

3.1. Vigas sin armadura a cortante

En todas las vigas, se desarrollaron fisuras diagonales de forma brusca y repentina atravesando el alma, llegando a la intersección entre el alma y la cabeza de compresión. La formación de dichas fisuras pudo apreciarse gracias a una cámara de alta velocidad. En los cuatro ensayos de vigas sin armadura transversal, la armadura de pretensado llegó a plastificarse bajo la carga máxima del ensayo. La primera fisura a cor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

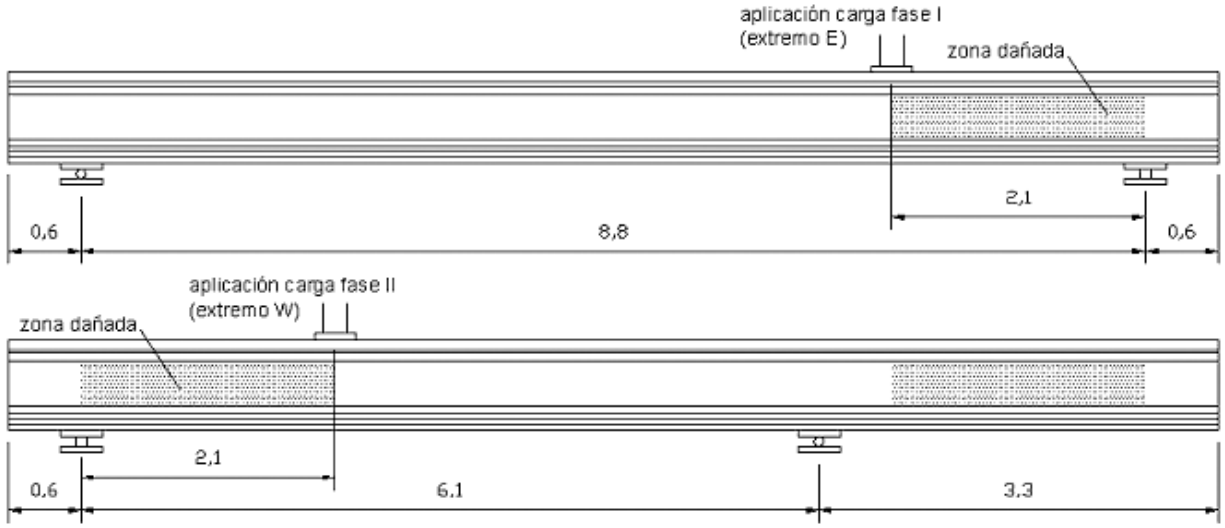


Figura 4. Configuración de los ensayos (cotas en m).

tante fue la principal y la critica, llegando a atravesar la cabeza de compresión.

La Figura 5 muestra una curva típica cortante-flecha de las vigas sin armadura transversal. Al formarse la primera fisura, se registró un descenso importante de la carga resistida, sin embargo está siguió aumentando con el aumento de desplazamiento, a la vez que disminuía la rigidez de la viga conforme iban formándose más fisuras. La rotura final en las cuatro vigas tuvo lugar con el desarrollo de más de una fisura diagonal (Figura 6).

3.2. Vigas con armadura de cortante

Todas las vigas con armadura transversal rompieron por cortante o cortante flexión, excepto la viga HAP2TE en la cual el fallo fue por flexión. El comportamiento típico de estas vigas se describe a continuación. En primer lugar se formaron fisuras diagonales de cortante entre el punto de aplicación de la carga y el apoyo.

Al incrementar la carga, se formaron más fisuras diagonales con inclinación variable entre 18º y 40º respecto la horizontal (Figura 7). Se registraron fisuras de flexión en la zona de cortante y en la zona central de la viga.

La típica curva cortante-flecha de vigas con armadura transversal se muestra en la Figura 8. Una vez se formó la primera fisura a cortante, se registró una ligera bajada de la carga (mucho menor que en el caso de vigas sin armadura transver-

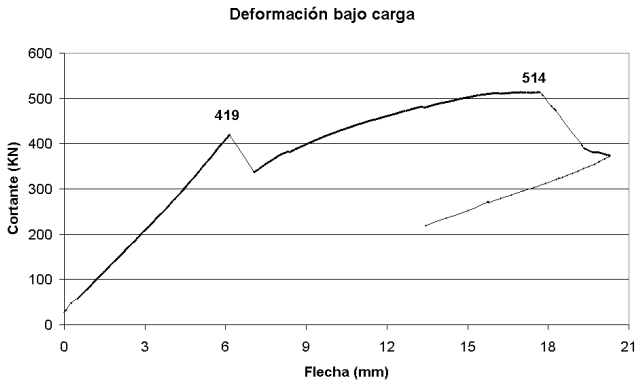


Figura 5. Típica curva Carga-deformación (HAP1W)

Tabla 2. Resultados experimentales de los ensayos de las vigas

Viga de Ensayo	f_{ck} MPa	f_{ctk} MPa	Distancia-Cortante / Canto útil (a/d)	Flecha bajo Carga (mm)	Cortante de Fisuración (KN)	Cortante Ultimo V_{test} (KN)
HAP1E	99,2	5,4	3,13	9,3	416	**490**
HAP1W	99,2	5,4	3,13	17,7	419	**514**
HAP2E	96,3	5,5	3,00	16,2	340	**353**
HAP2W	96,3	5,5	3,00	5,0	361	**361**
HCP2TE	90,24	5,9	3,00	35,2	463	**721**
HCP2TW	90,24	5,9	3,00	32,4	404	**683**
HAP2TE	96,0	5,2	3,00	65,0	359	**625**
HAP2TW	96,0	5,2	3,00	40,0	367	**605**
HCP1TE	81,2	5,9	3,13	35,4	502	**779**
HCP1TW	81,2	5,9	3,13	27,7	421	**741**
HAP1TE	91,2	5,0	3,13	18,9	409	**632**
HAP1TW	91,2	5,0	3,13	23,8	438	**749**

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 6. Detalle de la rotura de una viga sin armadura transversal (HAP1W).

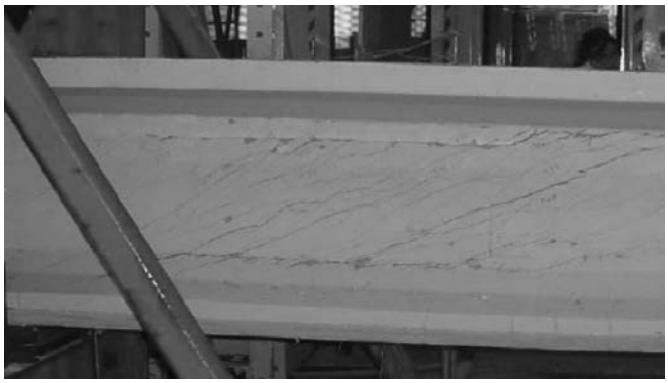


Figura 7. Rotura por cortante de la viga HAP1TE.

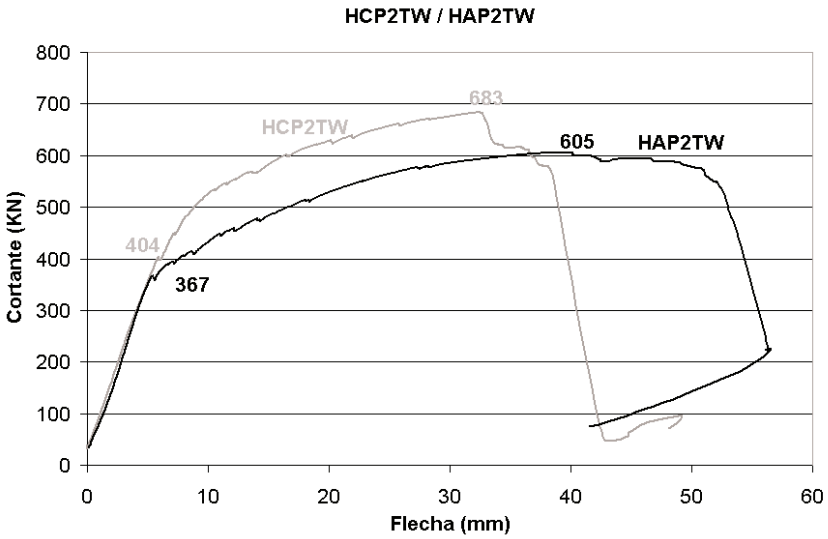


Figura 8. Curvas carga vs. flecha para HCP2TW y HAP2TW

sal). Después al incrementar el desplazamiento del pistón fue aumentando la carga y fueron apareciendo nuevas fisuras diagonales de cortante y también fisuras verticales de flexión, reduciéndose progresivamente la rigidez de la viga. En todas las vigas el fallo se produjo finalmente por el aplastamiento del hormigón en el alma.

3.3. Influencia del tipo de hormigón

Para estudiar el efecto del uso de hormigón autocompactable en la resistencia a cortante, se ha realizado una comparación entre los resultados de los siguientes pares de vigas (HCP1TE, HAP1TE), (HCP2TE, HAP2TE), (HCP1TW, HAP1TW), (HCP2TW, HAP2TW).

La tabla 3 muestra la diferencia cortante de fisuración y cortante último entre vigas con el mismo nivel pretensado y con la misma cuantía de armadura transversal pero con diferente tipo de hormigón. En esta tabla, V_{fis} es el esfuerzo cortante que da lugar a la primera fisura diagonal y V_u es el cortante último o valor máximo del cortante resistido

Se observa, excepto en la viga HAP1TW una reducción del cortante de fisuración (hasta el 22,4%) y algo menos en el cortante ultimo (hasta el 18,9%) en el HAC respecto el HC.

Tabla 3. Influencia del tipo de hormigón en la resistencia a cortante de vigas pretensadas

Ensayo	Cortante de fisuración V_{fis}	Cortante ultimo V_u	Variación en V_{fis} %	Variación en V_u %
HCP1TE	502	779	18.52	18.87
HAP1TE	409	632		
HCP1TW	421	741	-0.04	-1.08
HAP1TW	438	749		
HCP2TE	463	721	22.4	13.31
HAP2TE	359	625		
HCP2TW	404	683	9.15	11.42
HAP2TW	367	605		

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

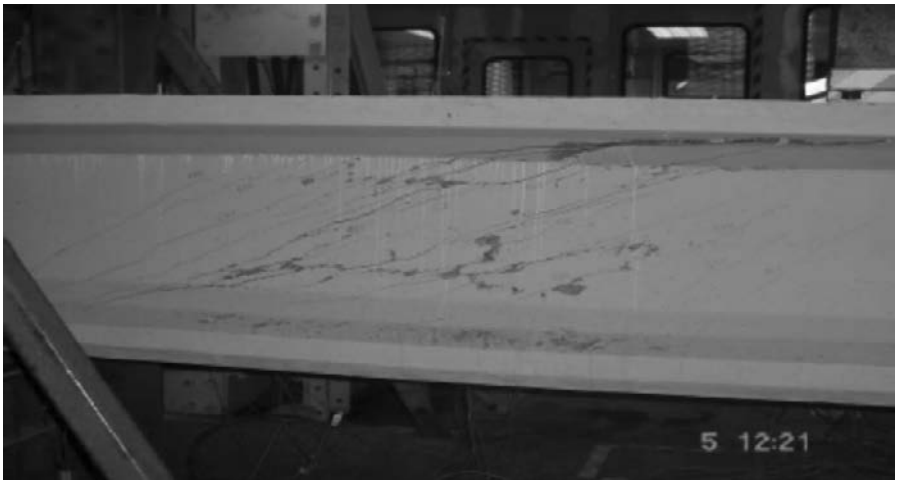


Figura 9 Aparición de fisuras longitudinales en el alma.

Excepto los casos de HCP1TW y HAP1TW, la formación de la primera fisura diagonal en vigas con hormigón autocompactable se produjo antes que en vigas con hormigón convencional vibrado. La reducción en el cortante de fisuración fue del orden del 10 % en vigas con nivel de pretensado bajo y 20 % en el caso de vigas con pretensado alto.

Exceptuando las vigas HCP1TW y HAP1TW, los resultados han mostrado que el hormigón autocompactable da una resistencia a cortante menor que la del hormigón convencional vibrado, siendo la reducción entre el 12 y el 18 % para los casos estudiados.

Para los ensayos HCP1TW y HAP1TW, el cortante de la primera fisura diagonal y el cortante último fueron muy parecidos, a pesar de haber sido fabricadas con diferente tipo de hormigón.

Aunque, como se ha visto, el uso de HAC si da lugar a cambios cuantitativos, cualitativamente el comportamiento de las vigas no se vio afectado por el tipo de hormigón.

En los ensayos HCP1TE y HAP1TE, se formaron dos fisuras horizontales, una al inicio del cartabón de la cabeza y otra a mitad del alma, coincidiendo con la posición de armaduras longitudinales del alma (figura 9). Ello ocurrió probablemente debido al reducido espacio existente entre dicha armadura y el encofrado, lo cual impidió la salida de burbujas de aire que quedaron en el paramento, generando un punto débil.

La Tabla 4 recapitula los valores de flecha bajo la aplicación de la carga máxima, siendo δ_c la flecha bajo la carga máxima para la viga con hormigón convencional y δ_a la flecha bajo la carga máxima para vigas con hormigón autocompactable.

También se puede ver en la Figura 10 que las vigas con diferente tipo de hormigón han mostrado la misma rigidez en la rama lineal y que tras la fisuración, el hormigón autocompactable tiene menos rigidez que el hormigón convencional vibrado, alcanzando deformaciones mucho mayores que éste.

3.4. Efecto del pretensado

La Tabla 5 resume valores del cortante último y su comparación entre vigas con diferentes niveles de pretensado pero con el mismo tipo de hormigón y la misma armadura pasiva. La diferencia de fuerza de pretensado fue aproximadamente de un 37,5% (referido a la mayor de ellas). El valor medio de la compresión en la sección, debido al nivel de pretensado fue igual a σ_{cp1} = 11,37 MPa para las vigas P1 (pretensado alto) y σ_{cp2} = 7,11 MPa para las vigas P2 (pretensado bajo).

Para vigas sin armadura transversal y con un nivel de pretensado bajo (P2), la formación de la primera fisura corresponde al valor del cortante último resistido por la sección. En cambio, en el caso de vigas con pretensado mas alto, después de la primera fisura diagonal, la viga tiene una reserva resistente.

Tabla 4.: Valores de flecha bajo carga última

Test	Flecha bajo carga δ(mm)	$(\delta_c-\delta_a)/\delta_c$%
HCP1TE	35,36	46,67
HAP1TE	18,85	
HCP1TW	27,73	10.35
HAP1TW	23,79	
HCP2TE	35,23	-103.60
HAP2TE	65,00	
HCP2TW	32,38	-23,65
HAP2TW	40,04	

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

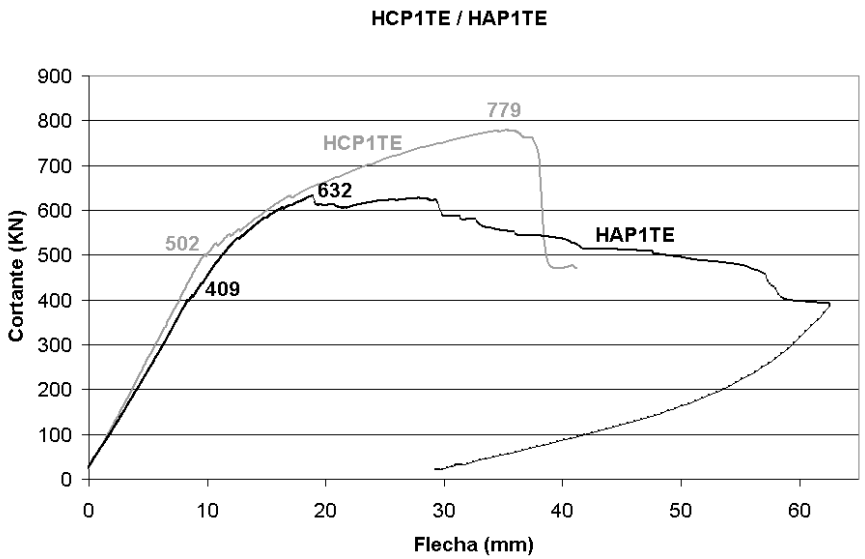


Figura 10. Comparación de las curvas carga.-flecha en vigas de HAC y HC

Tabla 5. Cortante de fisuración y último en vigas con dos niveles de pretensado

Test	V_{test}	V_{p1}-V_{p2}	$(V_{p1}-V_{p2})/V_{p1}$ %
HAP1E	490	137	28,0
HAP2E	353		
HAP1W	514	153	29,8
HAP2W	361		
HCP1TE	779	58	7,4
HCP2TE	721		
HCP1TW	741	58	7,8
HCP2TW	683		
HAP1TE	632	7	1,1
HAP2TE	625		
HAP1TW	749	144	19,2
HAP2TE	605		

El pretensado, además de dar más capacidad resistente frente al esfuerzo cortante, da lugar a la formación de más fisuras, aunque los elementos estructurales resultan menos dúctiles como se puede apreciar en la Figura 11

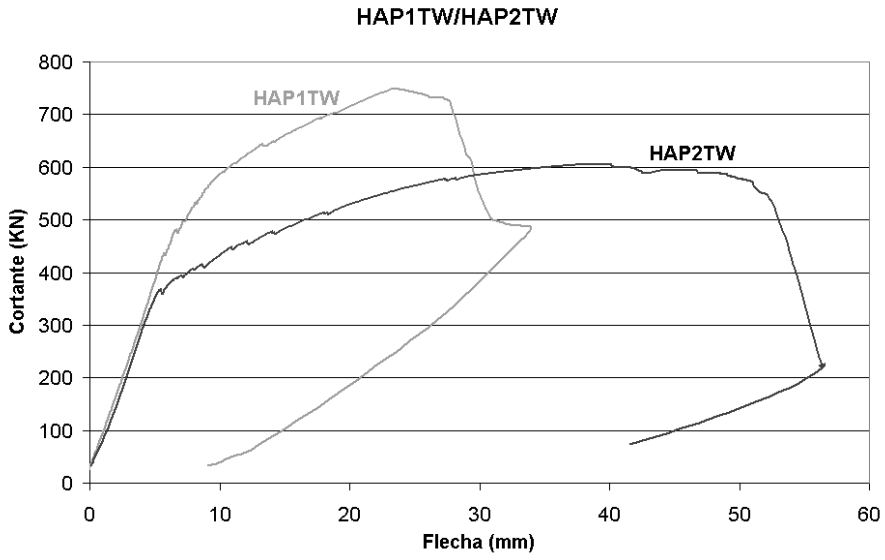


Figura 11. Curva carga-flecha en vigas con dos niveles distintos de pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 6. Influencia de la armadura longitudinal del alma en el cortante resistido

Test	Cortante de figuración (KN)	V_{test} (KN)	V_E-V_W	(V_E-V_W)V_W %
HCP1TE	502	779	38,00	5,13
HCP1TW	421	741		
HAP1TE	409	632	-117,00	-15,62
HAP1TW	438	749		
HCP2TE	463	721	38,00	5,56
HCP2TW	404	683		
HAP2TE	359	625	20,00	3,31
HAP2TW	367	605		

3.5. Efecto de la cuantía de armadura longitudinal en el alma

De la Tabla 6, en la que se comparan los valores del cortante último de ambos extremos de cada elemento, uno (E) con más armadura longitudinal que el otro (W), se deduce que la influencia entre el esfuerzo cortante último resistido apenas

Excepto el caso (HAP1TW, HAP1TE), donde el fallo de cortante incluye el fallo debido a la fisura longitudinal, la máxima diferencia encontrada ha sido del orden de 5.3 % de la resistencia ultima. No obstante se ha observado que la presencia de dicha armadura limita el ancho de fisura en el alma. La Figura 12 muestra las curvas carga-flecha en los ensayos de los extremos de viga con los que existen diferentes armaduras longitudinales en el alma.

4. COMPARACIÓN CON LOS MÉTODOS ANALITICOS

La Tabla 7 resume las predicciones de las formulaciones del Eurocódigo 2 [4], el Código ACI 318-99 [5], la EHE [6], los resultados del programa Response 2000 (basado en la Teoría Modificada del Campo de Compresiones MCFT) y el método propuesto por Cladera y Marí, CM [7].

En esta tabla se puede ver que todos los métodos normativos predicen valores del cortante último muy inferiores a los resultados experimentales. El código ACI da la mejor correlación para los doce ensayos, sin embargo, los autores han comprobado que esta normativa es muy conservadora para otras series experimentales. El programa Response 2000 proporciona los valores más ajustados del cortante último. La Instrucción EHE y el Eurocódigo EC-2 infravaloran en

Tabla 7. Resultados comparativos con predicciones de normativas vigentes

Viga de ensayo	V_{Test} (KN)	$V_{Eurocode}$ (KN)	V_{EHE} (KN)	V_{ACI} (KN)	$V_{Response}$ (KN)	V_{CM} (KN)	$\frac{V_{Test}}{V_{Eurocode}}$	$\frac{V_{Test}}{V_{EHE}}$	$\frac{V_{Test}}{V_{ACI}}$	$\frac{V_{Test}}{V_{Rsp}}$	$\frac{V_{Test}}{V_{Rsp}}$
HAP1E	490	270	270	361	270	455	1,82	1,82	1,82	1,36	1,08
HAP1W	514	270	270	361	270	455	1,90	1,90	1,42	1,90	1,13
HAP2E	353	232	232	308	232	370	1,53	1,53	1,15	1,53	0,96
HAP2W	361	232	232	305	232	370	1,56	1,56	1,17	1,56	0,98
HCP2TE	721	416	379	448	403	490	1,72	1,90	1,61	1,79	1,47
HCP2TW	683	416	379	441	403	491	1,64	1,81	1,55	1,69	1,369
HAP2TE	625	416	376	450	404	498	1,50	1,66	1,39	1,55	1,26
HAP2TW	605	416	376	442	405	513	1,46	1,61	1,37	1,49	1,18
HCP1TE	779	399	441	556	572	590	1,95	1,77	1,40	1,36	1,32
HCP1TW	741	399	441	545	544	563	1,86	1,68	1,36	1,36	1,32
HAP1TE	632	399	434	559	576	552	1,59	1,46	1,13	1,10	1,15
HAP1TW	749	399	434	547	547	549	1,88	1,73	1,37	1,37	1,36
Desviación Típica							0,18	0,15	0,15	0,23	0,16
Media							1,70	1,70	1,36	1,54	1,21
COV (%)							10,40	8,54	10,88	14,98	13,56
Minimo							1,46	1,46	1,13	1,10	0,96
Maximo							1,95	1,90	1,61	1,90	1,47

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

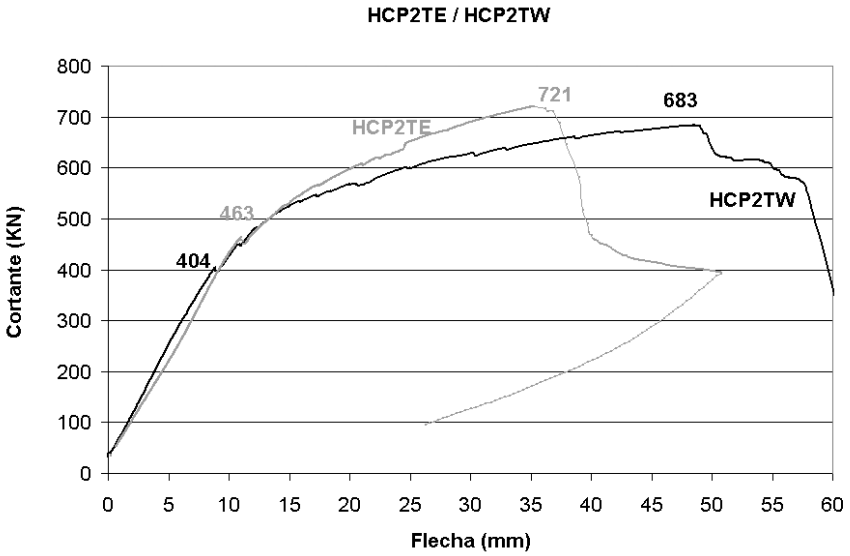


Figura 12. Curvas carga-flecha en extremos de viga con diferentes armaduras longitudinales.

exceso el efecto favorable del pretensado. El método simplificado CM proporciona valores razonables en media y coeficiente de variación, sobretodo para los elementos con armadura a cortante. Puede encontrarse más información en la referencia [8].

5. CONCLUSIONES

En base al análisis de los resultados experimentales presentados anteriormente, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

– La resistencia a esfuerzo cortante último de las vigas con hormigón autocompactable ensayadas ha resultado algo menor (un 12% como media), que el cortante último de vigas con hormigón convencional vibrado, para la misma resistencia a compresión del hormigón y a igualdad del resto de parámetros.

– Los mecanismos de resistencia a cortante para vigas con HAC han quedado básicamente inalterados por el tipo de hormigón.

– Las vigas con HAC han mostrado casi la misma rigidez que el HCV en la rama lineal. En cambio, en la rama post-fisurada, el HAC tiene menor rigidez que el HCV.

– Las vigas con el HAC han mostrado mayor ductilidad que las vigas con el hormigón HCV.

– El uso del hormigón autocompactable no cambia el patrón de fisuras, pero reduce la carga de fisuración y el ancho de fisuras en comparación con el HCV.

– El pretensado alto proporciona más resistencia a cortante y da lugar a la formación de más fisuras, pero reduce ligeramente la ductilidad.

– La contribución de la armadura longitudinal del alma en el cortante último no es significativa para este tipo de elemento, en cambio este refuerzo proporciona mejor control de fisuras.

– Las predicciones de la Instrucción EHE, el Eurocódigo EC2, el código ACI y el método elaborado por Cladera y Marí han sido claramente conservadoras en la estimación de la resistencia última a cortante de las vigas

– El más conservador dentro de los métodos usados para la estimación del cortante último fue la instrucción EHE para la vigas con menor nivel de pretensado y el Eurocódigo 2 para vigas con el mayor nivel de pretensado. La fórmula de la ACI ofrece para las 12 vigas, la mejor correlación.

– Los ensayos han mostrado que la EHE y el Eurocódigo 2 subestiman la contribución de las fuerzas del pretensado en la resistencia a cortante. El programa response 2000 proporciona los valores con menos dispersión.

6. RECOMENDACIONES Y PERSPECTIVAS

– A pesar de que se ha detectado una reducción de la capacidad resistente a cortante de las vigas de HAC, este estudio ha mostrado que las actuales expresiones para el cálculo a cortante pueden ser generalizadas con seguridad para vigas con hormigones de alta resistencia hasta 100 MPa, para ambos tipos, autocompactable y convencional vibrado.

– En algunas vigas han aparecido fisuras horizontales en el alma a lo largo de las armaduras longitudinales, lo cual ha afectado de manera significativa a la resistencia última. Estas fisuras han sido debido probablemente a la existencia de burbujas del aire en el alma por falta de espacio entre la armadura y el molde. Conviene replantearse por tanto, la práctica de disposición de armaduras en elementos prefabricados de paredes delgadas cuando se utilice HAC.

– Conviene estudiar el efecto que las diferentes dosificaciónes del HAC puede tener en la resistencia última a cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Conviene estudiar mediante ensayos el comportamiento a cortante de vigas pretensadas con HAC bajo el efecto de cargas repetitivas.

7. AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se ha llevado a cabo en el contexto del proyecto de investigación MAT2002-00615, financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología, titulado "Respuesta del hormigón estructural frente a solicitaciones de flexión y cortante: modelo numérico y verificación experimental". Los autores desean expresar su agradecimiento a D. Miguel Ángel Martín y a Sandra Salvat por el apoyo técnico durante el ensayo y a D. Jesús Montaner, director de Structural Research por su apoyo en el planteamiento de los ensayos y en el diseño de las vigas. Las vigas fueron proporcionadas por Alvisa, fabricadas en (Huesca) y transportadas al Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) donde fueron ensayadas.

8. REFERENCIAS

[1] Schiessl, A. and Zilch, K. "The Effects of the Modified Composition of SCC on Shear Bond Behaviour" The Second International Symposium on Self-Compacting Concrete, Tokyo, Japan, 2001.

[2] Cladera, A. and Marí, A.R. "Shear design for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part II: Beams with stirrups" Engineering Structures, June 2004, Pages 927-936

[3] Ma, Z., Tadros, M.K. and Baishya, M. "Shear Limit of HPC Bridges I-Girders" International Symposium on High Performance Concrete, New Orleans, Louisiana, October 1997.

[4] European Committee for Standardization, Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General rules and rules for buildings, Revised Final Draft, April 2002, 226 pp.

[5] ACI (American Concrete Institute). ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-02, 2002

[6] EHE, Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Madrid

[7] Cladera, A. and Mari, A.R. (2005), "Shear design procedure for reinforced and prestressed high and normal-strength concrete beams", Proceedings of the 7th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete (ACI SP-228), June 2005, Washington (USA), V. 1, pp. 651-663

[8] Choulli Y. "Shear Behavior of Prestressed I-Beams made with High Strenght Self Compacting Concrete", Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Barcelona, Noviembre 2005.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Un modelo de cálculo estructural aplicado al arco circular

A model of structural calculus applied to a circular arch

Faustino Nicolás Gimena Ramos
Doctor Arquitecto
Profesor Titular. Departamento de Proyectos e Ingeniería Rural
Universidad Pública de Navarra

Lázaro Gimena Ramos
Doctor Ingeniero Industrial
Profesor Titular. Departamento de Proyectos e Ingeniería Rural
Universidad Pública de Navarra

Pedro Gonzaga Vélez
Doctor Arquitecto
Profesor Titular. Departamento de Proyectos e Ingeniería Rural
Universidad Pública de Navarra

José Vicente Valdenebro García
Doctor Arquitecto
Profesor Asociado. Departamento de Proyectos e Ingeniería Rural
Universidad Pública de Navarra

RESUMEN

En este artículo se presenta un modelo estructural que expresa el comportamiento de una pieza curva con cualquier tipo de forma, acción y sustentación (isostática o hiperestática). Se resuelve mediante un procedimiento numérico basado en la aplicación de una ley de recurrencia obtenida al relacionar la solicitación y deformación en los dos puntos extremos de un incremento de la directriz. Este modelo se concreta en un sistema lineal de doce ecuaciones diferenciales ordinarias y su solución tiene una notación matricial de transferencia. El arco circular biempotrado de sección constante ha sido calculado por el procedimiento numérico desarrollado y comparado con otros existentes. A su vez, se presenta la forma de proceder para diseñar tablas de cálculo de manera sistemática que permita determinar solicitaciones y deformaciones en el arco circular.

SUMMARY

In this paper, it is presented a structural model that represents the mechanical behaviour of a twisted beam with a general shape, load and supports (statically determined or not). It is solved through a numerical procedure based on the application of a recurrence law obtained from the relationship of solicitation and deformation in two extreme consecutive points of an incremental of the centroid line. This model is specify in an linear system of twelve ordinary differential equations and its solution has a matricial transfer notation. The bifixed circular arch of constant cross section has been calculated by the numerical procedure developed and compared with others existing. At the same time, it is presented the way to proceed to design calculus tables in a systematic manner that permits determine solicitations and deformations in a circular arch.

1. INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente las leyes que gobiernan el comportamiento mecánico, aplicando la teoría de Euler-Bernuolli y la teoría de Timoshenko, de una pieza curva alabeada se traducen en ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad [1-2]. Hay autores que presentan esta traducción mediante las ecuaciones compactadas de energía [3-5]. Estas dos interpretaciones de las leyes de comportamiento estructural han permitido obtener resultados, ya sean analíticos o exactos como numéricos o aproximados, únicamente para algunos tipos de piezas. Por ejemplo, en la pieza plana circular cargada tanto en su plano [6-10] como perpendicular a su plano [11], en la pieza plana parabólica, elíptica [12-14] o en la hélice cargada uniformemente [15].

Otros autores concretan este estudio sobre la pieza curva mediante un sistema de doce ecuaciones diferenciales ordinarias lineales [16-18]. Este planteamiento conjunto de las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad ha permitido encontrar nuevos procedimientos matemáticos de resolución y con ello ampliar la casuística de modelos y de piezas a estudiar [19]. Los métodos analíticos están limitados en función de la complejidad de la forma de la directriz y sección de la pieza, de las características del material, del sistema de acción y del tipo de sustentación, o de la teoría que se aplique [20].

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Al no poder utilizar un procedimiento exacto, en cualquier caso estructural, se ha recurrido a procedimientos aproximados. La forma más simple de resolver el problema estructural de una pieza es sustituir la forma de su directriz por una poligonal. Para no cometer errores de aproximación geométrica y para lograr un resultado cercano al exacto es necesario emplear un gran número de rectas que configuren la línea poligonal requiriendo, por consiguiente, una considerable cantidad de datos de entrada. Los procedimientos numéricos para resolver el comportamiento mecánico de una pieza actualmente se limitan a los propios métodos de resolución de sistemas diferenciales ordinarios lineales con condiciones de contorno. Entre ellos encontramos los denominados método del tiro [21], método de diferencias finitas [22] y método de elementos finitos [23], siendo este último el más utilizado. Los elementos finitos que se han propuesto en la literatura están generados, por lo general, a partir de aproximaciones polinómicas o trigonométricas. En determinados casos de piezas, estos elementos no aproximan todo lo que se considera necesario [24].

En este artículo se propone un procedimiento numérico general para resolver el problema estructural de una pieza curva alabeada basado en una ley de recurrencia. La solución obtenida por este procedimiento tiene una notación matricial de transferencia. Este procedimiento no incrementa el número de parámetros incógnita y permite encontrar una solución exacta o lo suficientemente aproximada bajo la teoría de Euler-Bernuolli, la teoría de Timoshenko o bajo cualquier otra teoría que mantenga lineal el sistema diferencial de comportamiento estructural. Se ha desarrollado un programa informático basado en el algoritmo de cálculo propuesto. Se ha comparado el procedimiento numérico desarrollado con otros existentes en la literatura, mediante el ejemplo del arco circular biempotrado de sección constante.

Las herramientas de diseño y comprobación tales como tablas existentes sobre arcos, aún partiendo de modelos teóricos sólidos y contrastados suelen ofrecer resultados de solicitaciones y deformaciones limitados [25-26]. Es habitual que puedan obtenerse valores de reacciones, pero no distribuciones más o menos continuas de efectos a lo largo de la directriz. Se ofrecen aquí unas ideas para diseñar tablas que permiten el cálculo directo de este tipo de piezas.

2. ECUACIONES BÁSICAS

Se define pieza curva como la generada por una sección material plana cuyo baricentro recorre ortogonalmente todos los puntos de una línea directriz, la cual viene expresada por el radio vector $\mathbf{r} = \mathbf{r}(s)$, siendo s (longitud del arco de la directriz) la única variable independiente del problema estructural lineal.

El sistema de referencia utilizado para anotar las funciones dato e incógnita que intervienen es el intrínseco de la directriz. Sus vectores unitarios tangente **t**, normal principal **n**, y binormal **b** son (Figura 1):

$$\mathbf{t} = \frac{d\mathbf{r}}{ds};\ \mathbf{n} = \frac{d\mathbf{t}/ds}{|d\mathbf{t}/ds|};\ \mathbf{b} = \mathbf{t}\times\mathbf{n} \qquad (1)$$

Las ecuaciones intrínsecas de la directriz se expresan mediante la curvatura de flexión $\chi = \chi(s)$ y la curvatura de torsión $\tau = \tau(s)$ [27].

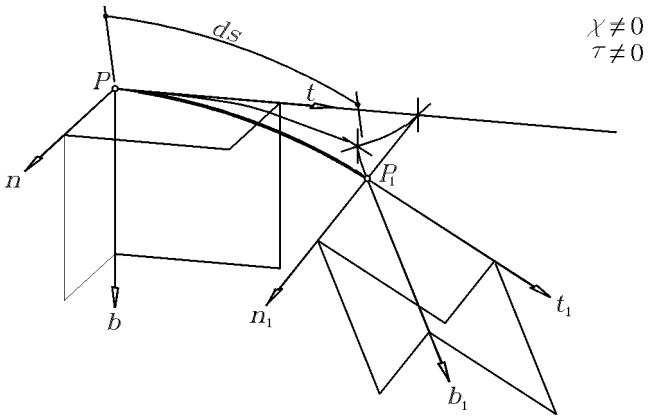


Figura 1. Representación del sistema de referencia intrínseco.

Admitiendo los principios e hipótesis habituales de la resistencia de materiales y considerando únicamente las tensiones asociadas a la sección perpendicular a la directriz (σ,τ_n,τ_b), las características geométricas de la sección son el área A, los coeficientes de cortadura α_n, α_{nb}, α_b, y los momentos de inercia I_t, I_n, I_b, I_{nb}. La condición elástica del material estructural viene dada por los módulos de elasticidad longitudinal E y transversal G.

Aplicando las leyes de equilibrio, comportamiento y compatibilidad sobre un elemento diferencial de la directriz, se pueden obtener las ecuaciones que expresan el comportamiento mecánico de la pieza curva, las cuales son [28]:

$$\begin{aligned} &\frac{d\mathbf{V}}{ds} + \mathbf{q} = 0 \\ &\mathbf{t}\times\mathbf{V} + \frac{d\mathbf{M}}{ds} + \mathbf{k} = 0 \\ &-\mathbf{M}[\mathbf{S}_M] + \frac{d\boldsymbol{\theta}}{ds} - \boldsymbol{\Theta} = 0 \\ &\mathbf{V}[\mathbf{S}_V] + \mathbf{t}\times\boldsymbol{\theta} + \frac{d\mathbf{u}}{ds} - \boldsymbol{\Delta} = 0 \end{aligned} \qquad (2)$$

Las dos primeras filas del sistema (2) representan las ecuaciones de equilibrio (Figura 2).

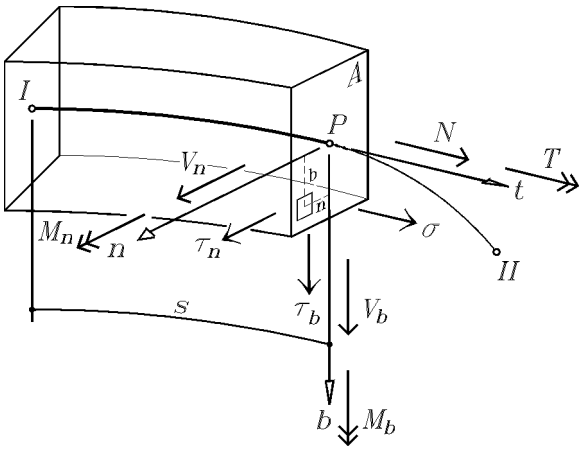


Figura 2. Representación de la solicitación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Los vectores que intervienen en el equilibrio son:

Solicitación fuerza $\mathbf{V} = N\,\mathbf{t} + V_n\,\mathbf{n} + V_b\,\mathbf{b} = \int_A \sigma\, dA\,\mathbf{t} + \int_A \tau_n\, dA\,\mathbf{n} + \int_A \tau_b\, dA\,\mathbf{b}$

Solicitación momento $\mathbf{M} = T\,\mathbf{t} + M_n\,\mathbf{n} + M_b\,\mathbf{b} = \int_A (\tau_b n - \tau_n b)\, dA\,\mathbf{t} + \int_A \sigma b\, dA\,\mathbf{n} - \int_A \sigma n\, dA\,\mathbf{b}$

Acción fuerza $\mathbf{q} = q_t\,\mathbf{t} + q_n\,\mathbf{n} + q_b\,\mathbf{b}$

Acción momento $\mathbf{k} = k_t\,\mathbf{t} + k_n\,\mathbf{n} + k_b\,\mathbf{b}$

Las dos últimas filas del sistema (2) representan las ecuaciones de deformación (Figura 3).

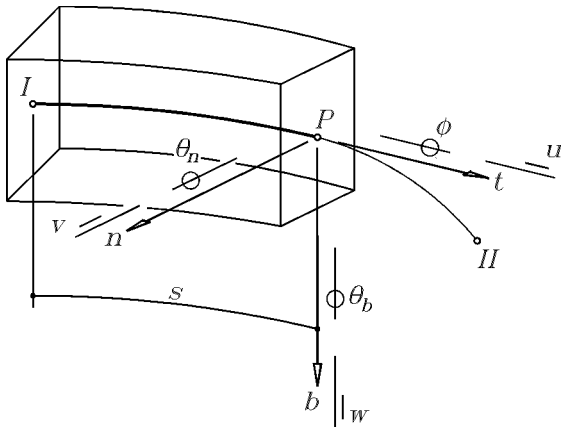


Figura 3. Representación de la deformación.

Los nuevos vectores que intervienen son:

Giro $\boldsymbol{\theta} = \phi\,\mathbf{t} + \theta_n\,\mathbf{n} + \theta_b\,\mathbf{b}$

Desplazamiento $\mathbf{u} = u\,\mathbf{t} + v\,\mathbf{n} + w\,\mathbf{b}$

Acción giro impuesto $\boldsymbol{\Theta} = \Theta_t\,\mathbf{t} + \Theta_n\,\mathbf{n} + \Theta_b\,\mathbf{b}$

Acción desplazamiento impuesto $\boldsymbol{\Delta} = \Delta_t\,\mathbf{t} + \Delta_n\,\mathbf{n} + \Delta_b\,\mathbf{b}$

En las ecuaciones de deformación intervienen también las siguientes matrices de flexibilidad:

Matriz de giros producidos por los momentos $[\mathbf{S_M}] = \begin{bmatrix} \frac{1}{GI_t} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{I_b}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} & \frac{I_{nb}}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} \\ 0 & \frac{I_{nb}}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} & \frac{I_n}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} \end{bmatrix}$

Matriz de desplazamientos producidos por las fuerzas $[S_V] = \begin{bmatrix} \frac{1}{EA} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\alpha_n}{GA} & \frac{\alpha_{nb}}{GA} \\ 0 & \frac{\alpha_{nb}}{GA} & \frac{\alpha_b}{GA} \end{bmatrix}$

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

El sistema diferencial (2) puede anotarse como [29]:

$$
\begin{array}{ccccccccccccc}
\frac{dN}{ds} & -\chi V_n & & & & & & & & & & & +q_t = 0 \\
\chi N & +\frac{dV_n}{ds} & -\tau V_b & & & & & & & & & & +q_n = 0 \\
 & \tau V_n & +\frac{dV_b}{ds} & & & & & & & & & & +q_b = 0 \\
 & & & \frac{dT}{ds} & -\chi M_n & & & & & & & & +k_t = 0 \\
 & & -V_b & +\chi T & +\frac{dM_n}{ds} & & -\tau M_b & & & & & & +k_n = 0 \\
 & V_n & & & +\tau M_n & & +\frac{dM_b}{ds} & & & & & & +k_b = 0 \\
 & & & -\frac{T}{GI_t} & & & & & +\frac{d\phi}{ds} & -\chi\theta_n & & & -\Theta_t = 0 \\
 & & & & -\frac{M_n I_b}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} & & -\frac{M_b I_{nb}}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} & +\chi\phi & +\frac{d\theta_n}{ds} & -\tau\theta_b & & & -\Theta_n = 0 \\
 & & & & -\frac{M_n I_{nb}}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} & & -\frac{M_b I_n}{E\left[I_n I_b - I_{nb}^2\right]} & & +\tau\theta_n & +\frac{d\theta_b}{ds} & & & -\Theta_b = 0 \\
-\frac{N}{EA} & & & & & & & & & & \frac{du}{ds} & -\chi v & -\Delta_t = 0 \\
 & -\frac{\alpha_n V_n}{GA} & -\frac{\alpha_{nb} V_b}{GA} & & & & & & & -\theta_b & +\chi u + \frac{dv}{ds} & -\tau w & -\Delta_n = 0 \\
 & -\frac{\alpha_{nb} V_n}{GA} & -\frac{\alpha_b V_b}{GA} & & & & & & +\theta_n & & +\tau v + \frac{dw}{ds} & & -\Delta_b = 0
\end{array}
\tag{3}
$$

La expresión del sistema anterior en forma vectorial es [19]:

$$
\frac{d\mathbf{E}(s)}{ds} = [\mathbf{P}(s)]\mathbf{E}(s) + \mathbf{Q}(s) \tag{4}
$$

donde:

$$
\mathbf{E}(s) = \{\mathbf{V},\ \mathbf{M},\ \theta,\ \mathbf{u}\}^T = \{N,\ V_n,\ V_b,\ T,\ M_n,\ M_b,\ \phi,\ \theta_n,\ \theta_b,\ u,\ v,\ w\}^T
$$

$$
[\mathbf{P}(s)] = \begin{bmatrix} [\mathbf{B}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] \\ [\mathbf{D}] & [\mathbf{B}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] \\ [\mathbf{0}] & -[\mathbf{S_M}] & [\mathbf{B}] & [\mathbf{0}] \\ -[\mathbf{S_V}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{D}] & [\mathbf{B}] \end{bmatrix} \text{ con } [\mathbf{B}] = \begin{bmatrix} 0 & \chi & 0 \\ -\chi & 0 & \tau \\ 0 & -\tau & 0 \end{bmatrix} \text{ y } [\mathbf{D}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}
$$

$$
\mathbf{Q}(s) = \{\mathbf{q},\ \mathbf{k},\ \Theta,\ \Delta\}^T = \{q_t,\ q_n,\ q_b,\ k_t,\ k_n,\ k_b,\ \Theta_t,\ \Theta_n,\ \Theta_b,\ \Delta_t,\ \Delta_n,\ \Delta_b\}^T
$$

Esta ecuación general del comportamiento mecánico de la pieza, que expresa la relación entre el efecto **E**(*s*) no conocido (solicitaciones y deformaciones) producido por la acción **Q**(*s*) adoptada, es un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias lineales.

Su solución exacta sólo existirá si se resuelve analíticamente la ecuación (4). En tal caso, la estructura de la solución, lineal y dependiente de doce constantes de integración **C** se puede anotar de la siguiente forma [30]:

$$
\mathbf{E}(s) = [\mathbf{h}(s)]\mathbf{C} + \mathbf{j}(s) \tag{5}
$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

El primer término del sumando representa la solución del sistema como homogéneo. El segundo es una solución particular del sistema diferencial. Los valores de las constantes de integración se pueden determinar al aplicar las condiciones de sustentación de la pieza.

3. PROCEDIMIENTO NUMÉRICO

Frente a la dificultad que puede conllevar obtener una solución analítica, es habitual recurrir a soluciones aproximadas, basadas en el cálculo numérico. Se trata de resolver una pieza curva y para ello se discretiza su directriz en *n* intervalos, desde el extremo inicial I al extremo final II. Partiendo del sistema diferencial (4), se puede obtener la relación existente entre dos puntos extremos *i* e *i*+1 de un intervalo genérico, distantes una longitud Δs utilizando cualquier método propio de diferenciación numérica (Figura 4).

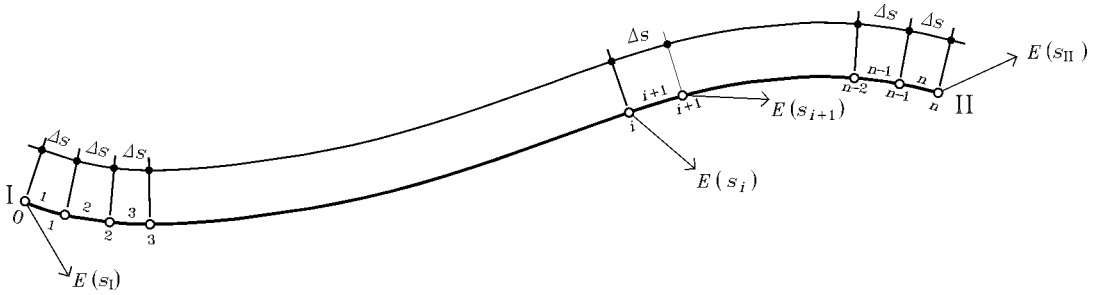


Figura 4. Discretización de la directriz de la pieza curva.

En este artículo se aplica la aproximación de Runge-Kutta de orden 4 [20]:

$$\mathbf{E}(s_{i+1}) = \mathbf{E}(s_i) + \frac{\Delta s}{6}(\mathbf{K}_1 + 2\mathbf{K}_2 + 2\mathbf{K}_3 + \mathbf{K}_4) \tag{6}$$

donde:

$$\mathbf{K}_1 = [\mathbf{P}(s_i)]\mathbf{E}(s_i) + \mathbf{Q}(s_i)$$

$$\mathbf{K}_2 = \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]\left[\mathbf{E}(s_i) + \frac{\Delta s}{2}\mathbf{K}_1\right] + \mathbf{Q}(s_{i+1/2})$$

$$\mathbf{K}_3 = \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]\left[\mathbf{E}(s_i) + \frac{\Delta s}{2}\mathbf{K}_2\right] + \mathbf{Q}(s_{i+1/2})$$

$$\mathbf{K}_4 = \left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right]\left[\mathbf{E}(s_i) + \Delta s\mathbf{K}_3\right] + \mathbf{Q}(s_{i+1})$$

El sistema finito resultante tiene la siguiente expresión:

$$\mathbf{E}(s_{i+1}) = \left[\mathbf{h}(s_i)\right]\mathbf{E}(s_i) + \mathbf{j}(s_i) \tag{7}$$

donde:

$$\begin{aligned}\left[\mathbf{h}(s_i)\right] = {} & [\mathbf{I}] + \frac{\Delta s}{6}\left[\left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right] + 4\left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right] + \left[\mathbf{P}(s_i)\right]\right] + \\ & + \frac{\Delta s^2}{6}\left[\left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right]\left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right] + \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]^2 + \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]\left[\mathbf{P}(s_i)\right]\right] + \\ & + \frac{\Delta s^3}{12}\left[\left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right]\left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]^2 + \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]^2\left[\mathbf{P}(s_i)\right]\right] + \\ & + \frac{\Delta s^4}{24}\left[\left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right]\left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]^2\left[\mathbf{P}(s_i)\right]\right]\end{aligned}$$

[I] es la matriz identidad de orden 12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

$$\mathbf{j}(s_i) = \frac{\Delta s}{6}\left[\mathbf{Q}(s_{i+1}) + 4\mathbf{Q}(s_{i+1/2}) + \mathbf{Q}(s_i)\right] +$$
$$+ \frac{\Delta s^2}{6}\left[\left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right]\mathbf{Q}(s_{i+1/2}) + \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]\mathbf{Q}(s_{i+1/2}) + \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]\mathbf{Q}(s_i)\right] +$$
$$+ \frac{\Delta s^3}{12}\left[\left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right]\left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]\mathbf{Q}(s_{i+1/2}) + \left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]^2\mathbf{Q}(s_i)\right] +$$
$$+ \frac{\Delta s^4}{24}\left[\left[\mathbf{P}(s_{i+1})\right]\left[\mathbf{P}(s_{i+1/2})\right]^2\mathbf{Q}(s_i)\right]$$

Utilizando la ecuación anterior (7) es posible relacionar las solicitaciones y deformaciones en el extremo inicial I de la directriz con las del punto genérico $i + 1$, obteniéndose la siguiente expresión:

$$\mathbf{E}(s_{i+1}) = \left[\prod_{j=0}^{j=i}\left[\mathbf{h}(s_j)\right]\right]\mathbf{E}(s_1) + \sum_{j=0}^{j=i}\left[\prod_{k=j+1}^{k=i}\left[\mathbf{h}(s_k)\right]\right]\mathbf{j}(s_j) \tag{8}$$

De la misma manera podrán relacionarse los dos extremos de la directriz de la pieza. Para un número n de intervalos, siendo II el extremo final, la ecuación (8) queda:

$$\mathbf{E}(s_{II}) = \left[\prod_{j=0}^{j=n-1}\left[\mathbf{h}(s_j)\right]\right]\mathbf{E}(s_1) + \sum_{j=0}^{j=n-1}\left[\prod_{k=j+1}^{k=n-1}\left[\mathbf{h}(s_k)\right]\right]\mathbf{j}(s_j) = [\mathbf{T}]\mathbf{E}(s_1) + \mathbf{Y} \tag{9}$$

donde **[T]** es la matriz de transferencia e es el vector de transmisión de acciones.

El sistema (9) contiene siempre doce ecuaciones algebraicas, independientemente del número de intervalos adoptado. Los seis valores nulos de solicitación y/o deformación que aporta cada sustentación se identifican con las condiciones de contorno. Con ello se reduce a doce el número de incógnitas a determinar, coincidente con el número de ecuaciones a resolver. Hallados todos los valores de solicitación y deformación en los extremos de la pieza, puede emplearse la ecuación (8) para obtener la solución al problema en cualquier otro punto de la directriz de la pieza.

4. APLICACIÓN

Se presenta, con el fin de validar el procedimiento numérico desarrollado, el cálculo de un arco circular de sección constante biempotrado, con acción fuerza uniformemente distribuida en proyección (Figura 5).

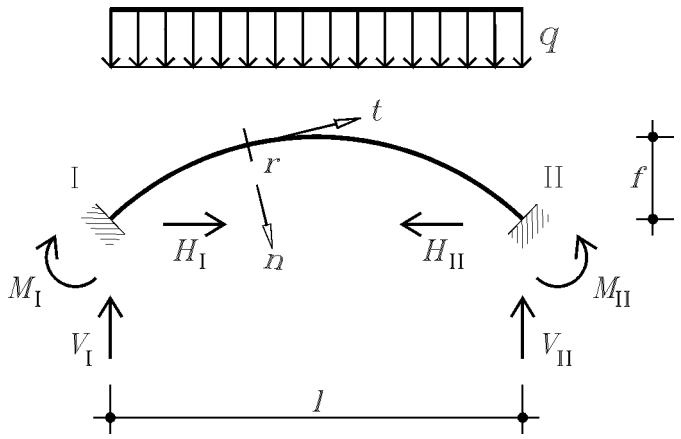


Figura 5. Representación de un arco circular biempotrado.

Las ecuaciones intrínsecas de un arco circular de radio r son: curvatura de flexión $\chi = 1/r$ y curvatura de torsión $\tau = 0$. En este caso la sección es constante y tiene los siguientes datos geométricos: área A y momento de inercia I_b. Se considera que los ejes de inercia y los ejes de la sección son coincidentes. Se consideran nulos los coeficientes de cortadura. El módulo de elasticidad longitudinal E es constante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

El sistema diferencial que expresa el comportamiento mecánico de un arco circular es:

$$\begin{aligned}
&\frac{dN}{ds} - \frac{V_n}{r} + q_t = 0\\
&\frac{N}{r} + \frac{dV_n}{ds} + q_n = 0\\
&V_n + \frac{dM_b}{ds} + k_b = 0\\
&-\frac{M_b}{EI_b} + \frac{d\theta_b}{ds} - \Theta_b = 0\\
&-\frac{N}{EA} + \frac{du}{ds} - \frac{v}{r} - \Delta_t = 0\\
&-\theta_z + \frac{u}{r} + \frac{dv}{ds} - \Delta_n = 0
\end{aligned} \qquad (10)$$

Se ha empleado, para obtener valores de cálculo, el procedimiento numérico desarrollado en el apartado anterior con número de intervalos de análisis $n = 100$.

Las reacciones en los empotramientos tienen las siguientes expresiones: $V_I = V_{II} = 0.5\ ql$ verticales, $H_I = H_{II} = \alpha\ ql$ horizontales y $M_I = M_{II} = \beta\ ql^2$ momentos flectores.

En la tabla 1 se presentan los coeficientes necesarios para determinar las reacciones. Están estructurados para diferentes relaciones entre flecha f y luz l del arco circular (0.1; 0.2 y 0.3). También están estructurados en función de la relación entre momento de inercia, área y radio. A esta relación se le denomina aquí factor de arco cuyo valor es $\kappa = I_b / Ar^2$.

Tabla 1. Coeficientes de reacciones en el arco circular biempotrado de sección constante

f/l	0.1		0.2		0.3	
κ	α	β	α	β	α	β
1.00E-10	**1.257079**	**0.001139**	**0.638800**	**0.004506**	**0.436586**	**0.009981**
0.000001	1.254704	0.000981	0.638708	0.004494	0.436570	0.009978
0.00001	1.233704	-0.000416	0.637879	0.004385	0.436422	0.009949
0.0001	1.055405	-0.012271	0.629681	0.003302	0.434944	0.009659
0.001	0.406886	-0.055393	0.556444	-0.006366	0.420554	0.006840
0.01	0.003906	-0.082188	0.220625	-0.050701	0.306927	-0.015424
0.1	-0.058449	-0.086334	-0.067293	-0.088711	-0.008543	-0.077236
1	-0.065027	-0.086772	-0.119503	-0.095604	-0.151670	-0.105280
1000	-0.065761	-0.086820	-0.125778	-0.096433	-0.173443	-0.109546

Se puede observar que los valores obtenidos para el menor factor de arco y relación flecha-luz de 0.3, coinciden con los presentados por Parcel y Moorman [26]. Los valores de factor de arco habituales en el cálculo de estructuras de edificación están comprendidos entre los valores 0.01 y 0.000001. En la realidad constructiva es imposible que este factor sea nulo.

5. TABULACIÓN DEL ARCO CIRCULAR

En este apartado se muestra una forma de proceder para diseñar tablas de cálculo de arcos circulares. Las tablas contienen sólo aquella información que se considera imprescindible para su comprensión y empleo inmediato. La cabecera describe las condiciones de sustentación y tipo de acción, para determinada relación entre la flecha y la luz. Cada tabla contiene ocho valores de relación entre canto y luz en sección rectangular maciza. Esta relación corresponde con una determinada esbeltez cuyo valor es $\lambda = l/r\sqrt{\kappa}$ (siendo κ el factor de arco). Con las proporciones canto-luz elegidas se pretende abarcar la totalidad de las esbelteces que tienen sentido constructivo al diseñar con fábrica, hormigón en masa, hormigón armado o acero. Los valores tabulados son factores normalizados de solicitación y deformación en los puntos asociados a una discretización de la directriz en diez intervalos de igual longitud. Junto a las tabulaciones por tipo de efecto se presentan las gráficas correspondientes, superponiendo en la representación, las esbelteces tratadas.

Se presentan, a modo de ejemplo, dos tablas del arco circular, biempotrado y biarticulado, con carga vertical uniforme en proyección.

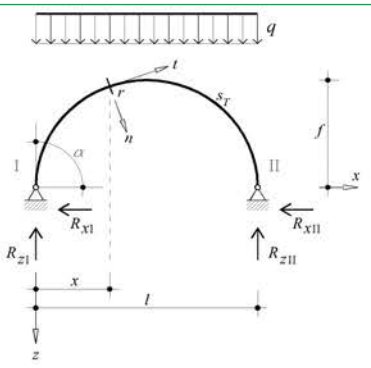
Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Investigaciones

ARCO CIRCULAR BIARTICULADO CON CARGA VERTICAL UNIFORME EN PROYECCIÓN. 1
BIARTICULATED CIRCULAR ARCH WITH VERTICAL LOAD IN PROJECTION. 1

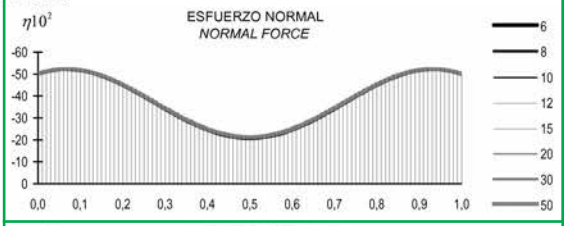
$f / l = 0{,}5$

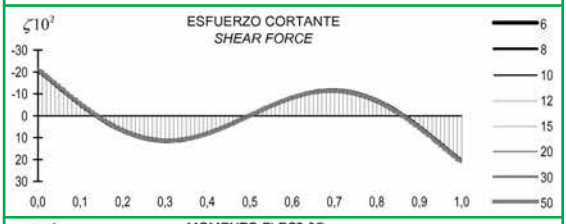
Datos geométricos *Geometric data*		Solicitación *Solicitation*		Deformación *Deformation*	
Radio *Radius*	$r = 0{,}500\ l$	Esfuerzo normal *Normal force*	$N = \eta q l$	Giro *Rotation*	$\theta_y = \gamma q l^3 / EI_y$
Ángulo *Angle*	$\alpha = 1{,}571$ rad	Esfuerzo cortante *Shear force*	$V_n = \zeta q l$	Desplazamiento en x *Displacement along x*	$c_x = \beta q l^4 / EI_y$
Longitud *Length*	$s_T = 1{,}571\ l$	Momento flector *Bending moment*	$M_b = \mu q l^2$	Desplazamiento en z *Displacement along z*	$c_z = \delta q l^4 / EI_y$
Esbeltez *Slenderness*	$\lambda = \dfrac{l}{\sqrt{I_y/A}} = \dfrac{l}{i_y}$	Reacciones *Reactions*			
en sección rectangular $h \times b$ *in rectangular section*		$R_{xI} = (\eta(0)\cos\alpha + \zeta(0)\sin\alpha)\ ql$			
se toma como esbeltez l/h *slenderness is taken as*		$R_{xII} = -(\eta(l)\cos\alpha - \zeta(l)\sin\alpha)\ ql$			
		$R_{zI} = (-\eta(0)\sin\alpha + \zeta(0)\cos\alpha)\ ql$			
		$R_{zII} = -(\eta(l)\sin\alpha + \zeta(l)\cos\alpha)\ ql$			

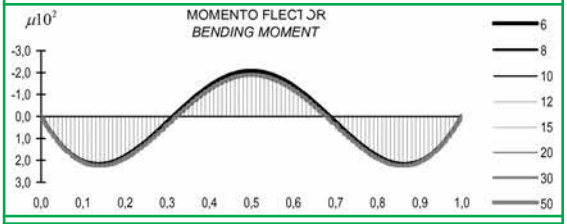


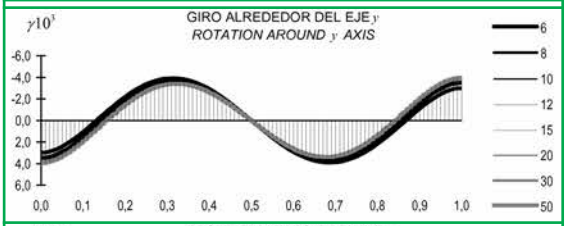
GRAFICAS DE FACTORES DE SOLICITACIÓN Y DEFORMACIÓN
GRAPHS OF SOLICITATION AND DEFORMATION FACTORS

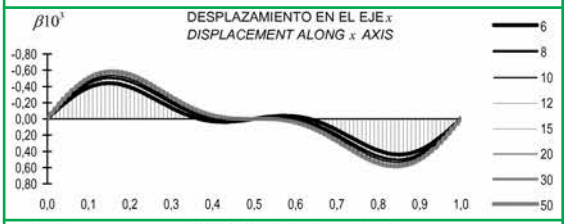
abscisa x/l
abscissa

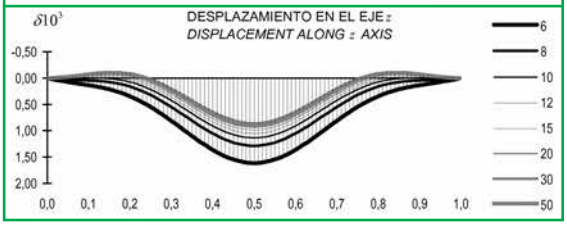












Esbeltez *Slenderness*		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	s/s_T	Arco *Arch*	
l/h	λ	0,000	0,024	0,095	0,206	0,345	0,500	0,655	0,794	0,905	0,976	1,000	x/l	Abscisa *Abscissa*	
6	20,8	-50,0	-51,7	-45,0	-34,1	-24,6	-20,8	-24,6	-34,1	-45,0	-51,7	-50,0			
8	27,7	-50,0	-51,7	-45,1	-34,3	-24,7	-21,0	-24,7	-34,3	-45,1	-51,7	-50,0			
10	34,6	-50,0	-51,7	-45,1	-34,3	-24,8	-21,1	-24,8	-34,3	-45,1	-51,7	-50,0			
12	41,6	-50,0	-51,8	-45,1	-34,4	-24,9	-21,1	-24,9	-34,4	-45,1	-51,8	-50,0			
15	52,0	-50,0	-51,8	-45,2	-34,4	-24,9	-21,2	-24,9	-34,4	-45,2	-51,8	-50,0	η	Esfuerzo Normal (%) *Normal force (%)*	SOLICITATION FACTORS
20	69,3	-50,0	-51,8	-45,2	-34,4	-24,9	-21,2	-24,9	-34,4	-45,2	-51,8	-50,0			
30	103,9	-50,0	-51,8	-45,2	-34,4	-24,9	-21,2	-24,9	-34,4	-45,2	-51,8	-50,0			
50	173,2	-50,0	-51,8	-45,2	-34,4	-25,0	-21,2	-25,0	-34,4	-45,2	-51,8	-50,0			
6	20,8	-20,8	-5,1	6,9	11,5	8,3	0,0	-8,3	-11,5	-6,9	5,1	20,8			
8	27,7	-21,0	-5,3	6,8	11,4	8,2	0,0	-8,2	-11,4	-6,8	5,3	21,0			
10	34,6	-21,1	-5,4	6,7	11,4	8,2	0,0	-8,2	-11,4	-6,7	5,4	21,1			
12	41,6	-21,1	-5,4	6,7	11,4	8,2	0,0	-8,2	-11,4	-6,7	5,4	21,1			
15	52,0	-21,2	-5,4	6,7	11,3	8,2	0,0	-8,2	-11,3	-6,7	5,4	21,2	ζ	Esfuerzo cortante (%) *Shear force (%)*	
20	69,3	-21,2	-5,5	6,6	11,3	8,1	0,0	-8,1	-11,3	-6,6	5,5	21,2			
30	103,9	-21,2	-5,5	6,6	11,3	8,1	0,0	-8,1	-11,3	-6,6	5,5	21,2			
50	173,2	-21,2	-5,5	6,6	11,3	8,1	0,0	-8,1	-11,3	-6,6	5,5	21,2			
6	20,8	0,00	2,02	1,80	0,25	-1,40	-2,08	-1,40	0,25	1,80	2,02	0,00			
8	27,7	0,00	2,05	1,85	0,31	-1,32	-2,00	-1,32	0,31	1,85	2,05	0,00			
10	34,6	0,00	2,06	1,88	0,35	-1,28	-1,96	-1,28	0,35	1,88	2,06	0,00			
12	41,6	0,00	2,07	1,89	0,36	-1,26	-1,94	-1,26	0,36	1,89	2,07	0,00			
15	52,0	0,00	2,08	1,90	0,38	-1,25	-1,92	-1,25	0,38	1,90	2,08	0,00	μ	Momento flector (%) *Bending moment (%)*	FACTORES DE SOLICITACION
20	69,3	0,00	2,08	1,91	0,39	-1,23	-1,91	-1,23	0,39	1,91	2,08	0,00			
30	103,9	0,00	2,08	1,91	0,40	-1,22	-1,90	-1,22	0,40	1,91	2,08	0,00			
50	173,2	0,00	2,08	1,92	0,40	-1,22	-1,89	-1,22	0,40	1,92	2,08	0,00			
6	20,8	2,99	1,08	-2,18	-3,88	-2,91	0,00	2,91	3,88	2,18	-1,08	-2,99			
8	27,7	3,41	1,48	-1,84	-3,64	-2,78	0,00	2,78	3,64	1,84	-1,48	-3,41			
10	34,6	3,61	1,67	-1,68	-3,52	-2,72	0,00	2,72	3,52	1,68	-1,67	-3,61			
12	41,6	3,72	1,77	-1,59	-3,46	-2,68	0,00	2,68	3,46	1,59	-1,77	-3,72			
15	52,0	3,81	1,85	-1,52	-3,40	-2,66	0,00	2,66	3,40	1,52	-1,85	-3,81	γ	Giro (‰) *Rotation (‰)*	FACTORES DE DEFORMACION
20	69,3	3,88	1,92	-1,46	-3,36	-2,64	0,00	2,64	3,36	1,46	-1,92	-3,88			
30	103,9	3,92	1,96	-1,42	-3,34	-2,62	0,00	2,62	3,34	1,42	-1,96	-3,92			
50	173,2	3,95	1,99	-1,40	-3,32	-2,61	0,00	2,61	3,32	1,40	-1,99	-3,95			
6	20,8	0,000	-0,386	-0,390	-0,138	0,029	0,000	-0,029	0,138	0,390	0,386	0,000			
8	27,7	0,000	-0,437	-0,460	-0,196	-0,003	0,000	0,003	0,196	0,460	0,437	0,000			
10	34,6	0,000	-0,461	-0,492	-0,224	-0,018	0,000	0,018	0,224	0,492	0,461	0,000			
12	41,6	0,000	-0,474	-0,510	-0,239	-0,026	0,000	0,026	0,239	0,510	0,474	0,000			
15	52,0	0,000	-0,485	-0,524	-0,251	-0,033	0,000	0,033	0,251	0,524	0,485	0,000	β	Desplazamiento en x (‰) *Displacement along x (‰)*	
20	69,3	0,000	-0,494	-0,535	-0,261	-0,038	0,000	0,038	0,261	0,535	0,494	0,000			
30	103,9	0,000	-0,500	-0,543	-0,267	-0,042	0,000	0,042	0,267	0,543	0,500	0,000			
50	173,2	0,000	-0,503	-0,547	-0,271	-0,044	0,000	0,044	0,271	0,547	0,503	0,000			
6	20,8	0,000	0,136	0,348	0,814	1,364	1,614	1,364	0,814	0,348	0,136	0,000			
8	27,7	0,000	0,046	0,162	0,550	1,053	1,287	1,053	0,550	0,162	0,046	0,000			
10	34,6	0,000	0,003	0,075	0,428	0,908	1,135	0,908	0,428	0,075	0,003	0,000			
12	41,6	0,000	-0,019	0,028	0,361	0,830	1,052	0,830	0,361	0,028	-0,019	0,000			
15	52,0	0,000	-0,038	-0,010	0,306	0,765	0,985	0,765	0,306	-0,010	-0,038	0,000			
20	69,3	0,000	-0,053	-0,040	0,264	0,715	0,932	0,715	0,264	-0,040	-0,053	0,000			
30	103,9	0,000	-0,063	-0,062	0,234	0,679	0,894	0,679	0,234	-0,062	-0,063	0,000			
50	173,2	0,000	-0,068	-0,073	0,218	0,661	0,875	0,661	0,218	-0,073	-0,068	0,000	δ	Desplazamiento en z (‰) *Displacement along z (‰)*	

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Investigaciones

ARCO CIRCULAR BIEMPOTRADO CON CARGA VERTICAL UNIFORME EN PROYECCIÓN. 1
BIFIXED CIRCULAR ARCH WITH VERTICAL LOAD IN PROJECTION. 1

$f / l = 0{,}5$

Datos geométricos / *Geometric data*

Radio / *Radius*	$r = 0{,}500\ l$
Ángulo / *Angle*	$\alpha = 1{,}571$ rad
Longitud / *Length*	$s_T = 1{,}571\ l$
Esbeltez / *Slenderness*	$\lambda = \dfrac{l}{\sqrt{I_y/A}} = \dfrac{l}{i_y}$

en sección rectangular $h \times b$ / *in rectangular section*
se toma como esbeltez l/h / *slenderness is taken as*

Solicitación / *Solicitation*

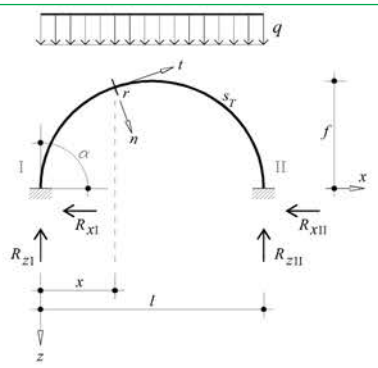
Esfuerzo normal / *Normal force*	$N = \eta q l$
Esfuerzo cortante / *Shear force*	$V_n = \zeta q l$
Momento flector / *Bending moment*	$M_b = \mu q l^2$

Reacciones / *Reactions*

$$R_{xI} = (\eta(0)\cos\alpha + \zeta(0)\sin\alpha)\ ql$$
$$R_{xII} = -(\eta(l)\cos\alpha - \zeta(l)\sin\alpha)\ ql$$
$$R_{zI} = (-\eta(0)\sin\alpha + \zeta(0)\cos\alpha)\ ql$$
$$R_{zII} = -(\eta(l)\sin\alpha + \zeta(l)\cos\alpha)\ ql$$

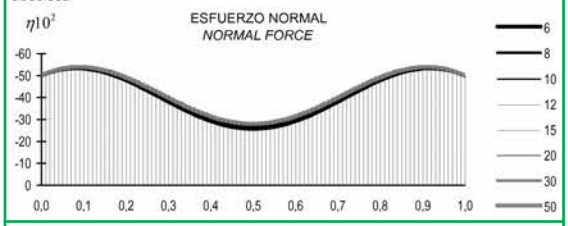
Deformación / *Deformation*

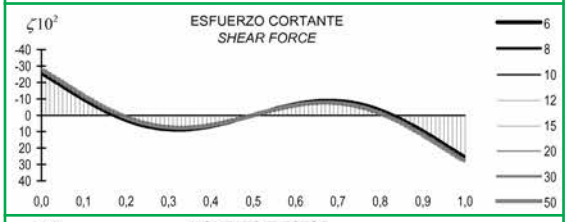
Giro / *Rotation*	$\theta_y = \gamma q l^3 / EI_y$
Desplazamiento en x / *Displacement along x*	$c_x = \beta q l^4 / EI_y$
Desplazamiento en z / *Displacement along z*	$c_z = \delta q l^4 / EI_y$

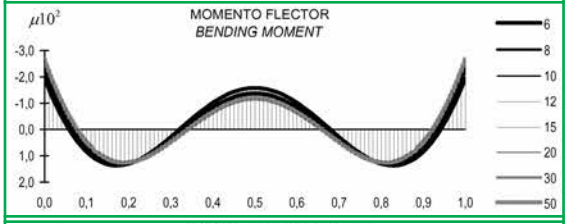


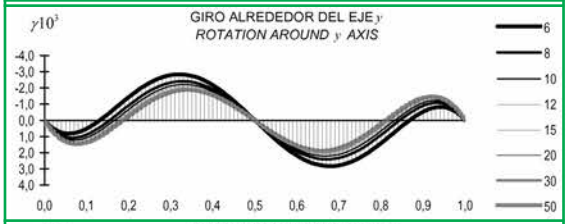
GRÁFICAS DE FACTORES DE SOLICITACIÓN Y DEFORMACIÓN
GRAPHS OF SOLICITATION AND DEFORMATION FACTORS

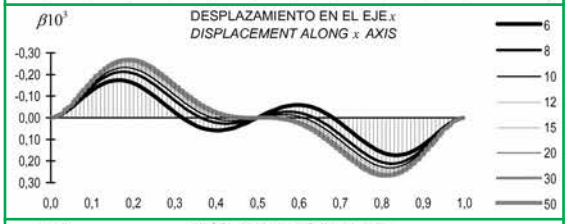
abscisa x/l
abscissa

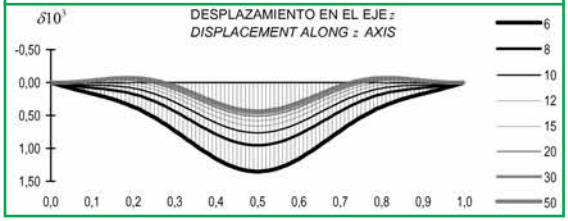












Esbeltez *Slenderness*		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	s/s_T	Arco *Arch*	
l/h	λ												x/l	Abscisa *Abscissa*	
6	20,8	-50,0	-53,2	-47,8	-38,1	-29,2	-25,7	-29,2	-38,1	-47,8	-53,2	-50,0			
8	27,7	-50,0	-53,5	-48,4	-38,9	-30,2	-26,7	-30,2	-38,9	-48,4	-53,5	-50,0			
10	34,6	-50,0	-53,6	-48,7	-39,2	-30,6	-27,2	-30,6	-39,2	-48,7	-53,6	-50,0			
12	41,6	-50,0	-53,7	-48,8	-39,5	-30,8	-27,4	-30,8	-39,5	-48,8	-53,7	-50,0			
15	52,0	-50,0	-53,8	-49,0	-39,6	-31,0	-27,6	-31,0	-39,6	-49,0	-53,8	-50,0	η	Esfuerzo Normal (%) *Normal force (%)*	*SOLICITATION FACTORS*
20	69,3	-50,0	-53,8	-49,1	-39,8	-31,2	-27,8	-31,2	-39,8	-49,1	-53,8	-50,0			
30	103,9	-50,0	-53,9	-49,1	-39,9	-31,3	-27,9	-31,3	-39,9	-49,1	-53,9	-50,0			
50	173,2	-50,0	-53,9	-49,2	-39,9	-31,4	-28,0	-31,4	-39,9	-49,2	-53,9	-50,0			
6	20,8	-25,7	-9,8	3,0	8,7	6,7	0,0	-6,7	-8,7	-3,0	9,8	25,7			
8	27,7	-26,7	-10,7	2,2	8,1	6,4	0,0	-6,4	-8,1	-2,2	10,7	26,7			
10	34,6	-27,2	-11,1	1,8	7,8	6,3	0,0	-6,3	-7,8	-1,8	11,1	27,2			
12	41,6	-27,4	-11,4	1,6	7,7	6,2	0,0	-6,2	-7,7	-1,6	11,4	27,4			
15	52,0	-27,6	-11,6	1,4	7,5	6,2	0,0	-6,2	-7,5	-1,4	11,6	27,6	ζ	Esfuerzo cortante (%) *Shear force (%)*	
20	69,3	-27,8	-11,7	1,3	7,4	6,1	0,0	-6,1	-7,4	-1,3	11,7	27,8			
30	103,9	-27,9	-11,8	1,2	7,4	6,1	0,0	-6,1	-7,4	-1,2	11,8	27,9			
50	173,2	-28,0	-11,9	1,1	7,3	6,1	0,0	-6,1	-7,3	-1,1	11,9	28,0			
6	20,8	-1,93	0,84	1,30	0,28	-1,01	-1,58	-1,01	0,28	1,30	0,84	-1,93			
8	27,7	-2,25	0,68	1,28	0,37	-0,86	-1,40	-0,86	0,37	1,28	0,68	-2,25			
10	34,6	-2,39	0,61	1,27	0,41	-0,79	-1,32	-0,79	0,41	1,27	0,61	-2,39			
12	41,6	-2,48	0,57	1,26	0,43	-0,75	-1,27	-0,75	0,43	1,26	0,57	-2,48			
15	52,0	-2,54	0,53	1,26	0,45	-0,71	-1,23	-0,71	0,45	1,26	0,53	-2,54	μ	Momento flector (%) *Bending moment (%)*	
20	69,3	-2,60	0,50	1,25	0,46	-0,69	-1,20	-0,69	0,46	1,25	0,50	-2,60			
30	103,9	-2,63	0,48	1,25	0,47	-0,67	-1,18	-0,67	0,47	1,25	0,48	-2,63			
50	173,2	-2,65	0,47	1,25	0,48	-0,66	-1,17	-0,66	0,48	1,25	0,47	-2,65			
6	20,8	0,00	0,53	-1,42	-2,79	-2,18	0,00	2,18	2,79	1,42	-0,53	0,00			*FACTORES DE SOLICITACIÓN*
8	27,7	0,00	0,89	-0,91	-2,33	-1,91	0,00	1,91	2,33	0,91	-0,89	0,00			
10	34,6	0,00	1,07	-0,67	-2,11	-1,78	0,00	1,78	2,11	0,67	-1,07	0,00			
12	41,6	0,00	1,17	-0,54	-1,99	-1,71	0,00	1,71	1,99	0,54	-1,17	0,00			
15	52,0	0,00	1,25	-0,43	-1,89	-1,66	0,00	1,66	1,89	0,43	-1,25	0,00	γ	Giro (‰) *Rotation (‰)*	
20	69,3	0,00	1,31	-0,34	-1,81	-1,61	0,00	1,61	1,81	0,34	-1,31	0,00			
30	103,9	0,00	1,36	-0,28	-1,76	-1,58	0,00	1,58	1,76	0,28	-1,36	0,00			
50	173,2	0,00	1,38	-0,24	-1,73	-1,56	0,00	1,56	1,73	0,24	-1,38	0,00			
6	20,8	0,000	-0,127	-0,159	-0,025	0,059	0,000	-0,059	0,025	0,159	0,127	0,000			*FACTORES DE DEFORMACIÓN*
8	27,7	0,000	-0,145	-0,205	-0,079	0,023	0,000	-0,023	0,079	0,205	0,145	0,000			
10	34,6	0,000	-0,154	-0,227	-0,105	0,006	0,000	-0,006	0,105	0,227	0,154	0,000			
12	41,6	0,000	-0,159	-0,240	-0,120	-0,004	0,000	0,004	0,120	0,240	0,159	0,000			
15	52,0	0,000	-0,163	-0,250	-0,132	-0,012	0,000	0,012	0,132	0,250	0,163	0,000	β	Desplazamiento en x (‰) *Displacement along x (‰)*	*DEFORMATION FACTORS*
20	69,3	0,000	-0,166	-0,258	-0,142	-0,019	0,000	0,019	0,142	0,258	0,166	0,000			
30	103,9	0,000	-0,168	-0,264	-0,149	-0,023	0,000	0,023	0,149	0,264	0,168	0,000			
50	173,2	0,000	-0,169	-0,267	-0,152	-0,026	0,000	0,026	0,152	0,267	0,169	0,000			
6	20,8	0,000	0,170	0,370	0,734	1,158	1,352	1,158	0,734	0,370	0,170	0,000			
8	27,7	0,000	0,082	0,178	0,438	0,788	0,954	0,788	0,438	0,178	0,082	0,000			
10	34,6	0,000	0,041	0,087	0,299	0,613	0,766	0,613	0,299	0,087	0,041	0,000			
12	41,6	0,000	0,019	0,038	0,223	0,517	0,663	0,517	0,223	0,038	0,019	0,000			
15	52,0	0,000	0,000	-0,002	0,160	0,438	0,578	0,438	0,160	-0,002	0,000	0,000			
20	69,3	0,000	-0,014	-0,034	0,111	0,376	0,512	0,376	0,111	-0,034	-0,014	0,000			
30	103,9	0,000	-0,024	-0,057	0,076	0,332	0,464	0,332	0,076	-0,057	-0,024	0,000			
50	173,2	0,000	-0,030	-0,068	0,058	0,309	0,439	0,309	0,058	-0,068	-0,030	0,000	δ	Desplazamiento en z (‰) *Displacement along z (‰)*	

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

6. CONCLUSIONES

El comportamiento estructural de una pieza curva con cualquier tipo de forma, acción y sustentación, teniendo en cuenta la deformación axial y cortante, se traduce en un sistema de doce ecuaciones diferenciales ordinarias lineales. Esta escritura es la más eficiente para aplicar el procedimiento numérico de cálculo desarrollado en el presente artículo. La ley de recurrencia utilizada en el procedimiento, relaciona los dos puntos extremos de un incremento de la directriz mediante la aproximación de Runge-Kutta de orden 4. Aplicando esta ley de recurrencia se relacionan los valores de solicitación y deformación de los extremos de la pieza, obteniéndose directamente la matriz de transferencia, independientemente del número de incrementos utilizados en el cálculo. La validez del procedimiento de cálculo se han mostrado en un ejemplo presentado en el artículo. Se considera que el método desarrollado es idóneo para la determinación de solicitaciones y deformaciones utilizable en la práctica del cálculo estructural, como se puede comprobar en las tablas diseñadas para el arco circular.

Agradecimientos

El contenido del presente artículo se enmarca en una línea de trabajo que desarrolla el Grupo de Investigación *Análisis Estructural Sistemático* en el Departamento de Proyectos e Ingeniería Rural de la Universidad Pública de Navarra. Los autores agradecen la revisión y sugerencias del Arquitecto y Catedrático de Estructuras D. Javier A. Lahuerta Vargas.

REFERENCIAS

[1] Love, A.E.H. (1944). “A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity”, Dover, Nueva York.

[2] Timoshenko S. (1957). “Strength of materials”, D. Van Nostrand Company, Nueva York.

[3] Moris DL. (1968). “Curved beam stiffness coefficients”, Journal of the Structural Division, Vol. 94, pp. 1165-1178.

[4] Leontovich V. (1959). “Frames and arches; condensed solutions for structural analysis”, McGraw-Hill, Nueva York.

[5] Kardestuncer H. (1974). “Elementary matrix analysis of structures”, McGraw-Hill, Nueva York.

[6] Yamada Y, Ezawa Y. (1977). “On curved finite elements for the analysis of curved beams”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 11, pp.1635-1651.

[7] Just DJ. (1982). “Circularly curved beams under plane loads”, Journal of the Structural Division, Vol. 108, pp.1858-1873.

[8] Saleeb AF, Chang TY. (1987). “On the hybrid-mixed formulation C0 curved beam elements”, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 60, pp. 95-121.

[9] Shi G, Voyiadjis GZ. (1991). “Simple and efficient shear flexible two-node arch/beam and four-node cylindrical shell/plate finite elements”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 31, pp. 759-776.

[10] Molari L, Ubertini F. (2006). “A flexibility-based model for linear analysis of arbitrarily curved arches”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 65, pp. 1333-1353.

[11] Lee HP. (1969). “Generalized stiffness matrix of a curved-beam element”, AIAA Journal, Vol. 7, pp. 2043-2045.

[12] Wang TM, Merrill TF. (1988). “Stiffness coefficients of noncircular curved beams”, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, pp.1689-1699.

[13] Benedetti A, Tralli A. (1989). “A new hybrid f.e. model for arbitrarily curved beam-I. Linear analysis”, Computer and Structures, Vol. 33, pp. 1437-1449.

[14] Marquis JP, Wang TM. (1989). “Stiffness matrix of parabolic beam element”, Computer and Structures, Vol. 6, pp. 863–870.

[15] Scordelis AC. (1960). “Internal forces in uniformly loaded helicoidal girders”, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 31, pp. 1013-1026.

[16] Banan MR, Karami G, Farshad M. (1989). “Finite element analysis of curved beams on elastic foundations”, Computer and Structures, Vol. 32, pp. 45-53.

[17] Akoz AY, Omurtag MH, Dogruoglu AN. (1991). “Mixed finite element formulation of three dimensional straight and circular bars”, International Journal of Solids and Structures, Vol. 28, pp. 225-234.

[18] Yu A, Fang M, Ma X. (2002). “Theoretical research on naturally curved and twisted beams under complicated loads”, Computer and Structures, Vol. 80, pp. 2529-2536.

[19] Haktanir V. (1995). “The complementary functions method for the element stiffness matrix of arbitrary spatial bars of helicoidal axes”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 38, pp. 1031–1056.

[20] Pestel EC, Leckie, EA. (1963). “Matrix Methods in Elastomechanics”, McGraw Hill. Nueva York.

[21] Lance GN. (1960). “Numerical methods for high speed computers”, Iliffe, Londres.

[22] Rahman M. (1991). “Applied Differential Equations for Scientists and Engineers: Ordinary Differential Equations”, Computational Mechanics Publications, Glasgow.

[23] Bathe KJ. (1996). “Finite Element Procedures”, Prentice Hall, Nueva Jersey.

[24] Litewka P, Rakowski J. (1996). “The exact thick arch finite element”, Computer and Structures, Vol. 31, pp. 997–1002.

[25] Fernández Casado, C. (1964) “Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigón armado”, Dossat, Madrid.

[26] Parcel JI, Moorman RB. (1955). “Analysis of statically indeterminate structures”, John Wiley, Nueva York.

[27] Sokolnikoff IS, Redeffer RM. (1958). “Mathematics of Physics and Modern Engineering”, McGraw-Hill, Tokio.

[28] Huang NC. (1973). “Theories of elastic slender curved rods”. Journal of Applied Mathematics and Physics, Vol. 24, pp. 1-18.

[29] Gonzaga Vélez P, Gimena Ramos F.N. (1998). “Diseño de estructuras lineales. Un modelo sistemático de Análisis Estructural”, Dirección de Publicaciones. Universidad Pública de Navarra, Pamplona.

[30] Zheng XJ, Wang X, Zhou YH. (2000). “Magnetoelastic analysis of non-circular superconducting partial torus”, International Journal of Solids and Structures, Vol. 37, pp. 563-576.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Optimización heurística de pilas rectangulares huecas de hormigón armado

Heuristic optimization of reinforced concrete hollow rectangular piers

Francisco Martínez Martín
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Cristian Perea de Dios
Diplom-Ingenieur

Víctor Yepes Piqueras
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Antonio Hospitaler Pérez
Doctor Ingeniero Industrial

Fernando González Vidosa
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ETSI Caminos, Canales y Puertos - ETS Ingenieros Industriales - Dpto. Ingeniería Construcción
Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

El trabajo se centra en optimizar los costes de pilas rectangulares huecas de viaductos pretensados mediante métodos heurísticos y metaheurísticos, demostrando su efectividad. La evaluación de cada una de las soluciones se lleva a cabo mediante un módulo de comprobación según la Instrucción EHE y Eurocódigo 2. El cálculo de esfuerzos se realiza aplicando las cargas de la IAP-98 y la comprobación frente a inestabilidad se hace por el método de Arenas y Villegas. Los métodos heurísticos utilizados son la búsqueda aleatoria y el gradiente. Y los métodos metaheurísticos son la búsqueda de aceptación por umbrales y las colonias de hormigas. Todos los métodos de búsqueda han sido aplicados a una pila tipo de 23.97 m de altura. Se concluye que la colonia de hormigas es la metaheurística más eficiente de las 4 heurísticas comparadas.

SUMMARY

This paper deals with the optimization of costs of reinforced concrete rectangular hollow section piers used in road and railways construction. It shows the efficiency of four heuristic and metaheuristic optimization algorithms. The evaluation of each solution is performed using a computer module according to the Spanish Code EHE and Eurocode 2 The calculation of stress resultants applies loads according to the national IAP provisions and the verification against instability follows the method proposed by Arenas y Villegas. Heuristic methods used are the random walk and the gradient method. The metaheuristic methods used are the threshold accepting method and the ant colony method. The four methods have been applied to the same rectangular hollow pier of 23.97 m of vertical height. The comparison of the four heuristic algorithms leads to the conclusion that the ant colony algorithm is more efficient

1. INTRODUCCION

El diseño tradicional de estructuras se caracteriza por el empleo de reglas de predimensionamiento sancionadas por la práctica. En estos términos, las dimensiones y los materiales de la estructura se suelen fijar por comparación con estructuras diseñadas con anterioridad, siguiendo, por tanto, la experiencia previa de los ingenieros proyectistas de estructuras. Consecuentemente, se suele predimensionar la estructura a partir de relaciones prácticas de canto/luz, formas de secciones, espesores de almas, esbelteces máximas, etc. Una vez definida la estructura, se procede al análisis de esfuerzos y al dimensionamiento de armaduras activas y pasivas que verifiquen los estados límite de servicio y últimos prescritos por la normativa. Sólo en los casos en que alguna de las dimensiones o resistencia de materiales son escasos o excesivos, se redefine la estructura por prueba y error; procediendo al reanálisis de la estructura en contadas ocasiones. Tal proceso da lugar a diseños seguros y conformes a la normativa; pero cuya economía queda, por tanto, muy ligada a la experiencia de los ingenieros proyectistas.

Los métodos de optimización de estructuras son una alternativa al diseño tradicional cuyo potencial es más que eviden-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

te, especialmente en estructuras con elevadas mediciones de materiales. Con los métodos de optimización se elimina la necesidad de reglas de predimensionamiento, pudiendo iniciarse los cálculos con soluciones definidas aleatoriamente. Tales métodos se pueden clasificar en dos grandes grupos: los métodos exactos y los métodos heurísticos. Los métodos exactos son los más antiguos [1-5]. Se basan generalmente en obtener los óptimos mediante técnicas iterativas que reducen el problema a uno de optimización lineal a partir de las expresiones que definen la función objetivo y las restricciones estructurales. La función objetivo es la expresión que se desea optimizar (e.g. el peso de los elementos de una estructura de acero, el coste de una estructura de hormigón, etc.) Estos métodos son computacionalmente muy eficientes cuando el número de variables es reducido. Es decir, requieren pocas iteraciones para converger al óptimo. Sin embargo, en cada iteración suelen resolver un problema de optimización lineal condicionada, lo que encarece el tiempo de computación cuando el número de variables es alto.

El otro gran grupo son los métodos heurísticos, cuyo gran desarrollo va unido al desarrollo de la inteligencia artificial. Este grupo incluye un gran número de algoritmos de búsqueda de soluciones como, por ejemplo, los algoritmos genéticos, la cristalización simulada, las colonias de hormigas, la aceptación por umbrales, etc. [6-10]. Estos métodos está comprobado que funcionan en problemas muy distintos al de la optimización estructural. En ingeniería civil, cabe destacar las aplicaciones al estudio de acuíferos y conducciones de agua, a la planificación de proyectos y a la planificación de rutas de vehículos. Se trata de algoritmos sencillos, pero que requieren un gran esfuerzo computacional. Es decir, necesitan un gran número de iteraciones en los que evaluar la función objetivo y las restricciones del problema que se desea optimizar.

Entre los primeros trabajos de optimización heurística aplicados a la optimización de estructuras, cabe destacar las aportaciones en 1991-92 de Jenkins [11,12] y de Rajeev y Krishnamoorthy [13]. En ambos casos, aplicaron los algoritmos genéticos a la optimización del peso de elementos formados por perfiles metálicos. En cuanto al hormigón estructural, las primeras aplicaciones de 1997 incluyen el trabajo de Coello et al. [14], quienes emplearon algoritmos genéticos para la optimización de vigas de hormigón armado. Un año más tarde Rajeev y Krishnamoorthy [15] usaron por primera vez algoritmos genéticos en la optimización de pórticos de edificación de hormigón armado. Trabajos recientes destacables incluyen la optimización de vigas de hormigón armado en 2003 de Hrstka et al. y Leps y Sejnoha [16,17]; las aplicaciones de los algoritmos genéticos a los pórticos de edificación hormigón armado de Lee y Ahn y Camp et al. [18,19] y la optimización de edificios con forjados de losa maciza de Sahab et al [20]. Finalmente, también son mencionables los trabajos del grupo de investigación de los autores encaminados a la optimización de muros, pórticos y marcos de hormigón armado de obras de paso de carretera mediante técnicas de búsqueda por entornos como la cristalización simulada y la aceptación por umbrales [21-27].

Las pilas rectangulares huecas objeto de este trabajo son las que habitualmente se emplean en la construcción in situ de viaductos pretensados de carretera y ferrocarril. Se emplean principalmente con alturas por encima de los 20 m y se caracterizan por ser la solución más funcional para resolver los apoyos intermedios de los viaductos. El contorno se suele aberenjenar con rehundidos en las caras y chaflanes en las esquinas para mejorar la estética, lo que no quita generalidad al estudio de pilas rectangulares huecas. Las partes de las que consta la pila rectangular hueca son las siguientes (ver Figura 1): la cimentación superficial o profunda, el fuste principal rectangular hueco y el macizado superior que recibe el par de apoyos del tablero. La construcción se suele realizar mediante trepas de unos 5.00 m de altura. El canto de la sección se suele predimensionar entre un 1/10 y un 1/15 de la altura de la pila; y el espesor de las paredes entre 0.25 m y 0.40 m. Las dimensiones de la zapata dependen de la tensión admisible del terreno, teniendo que pilotar cuando no hay capacidad portante superficial suficiente. Los principales datos o parámetros que influyen en su diseño son la altura de la pila, las cargas verticales y horizontales que transmite el tablero y la tensión admisible del terreno. Generalmente se calculan para soportar las acciones prescritas por la IAP [28] y deben verificar las prescripciones de estados límite de la EHE [29].

El objetivo de este trabajo es el de investigar en la optimización heurística de este tipo de estructuras. La metodología ha consistido en tomar como variables las dimensiones, mate-

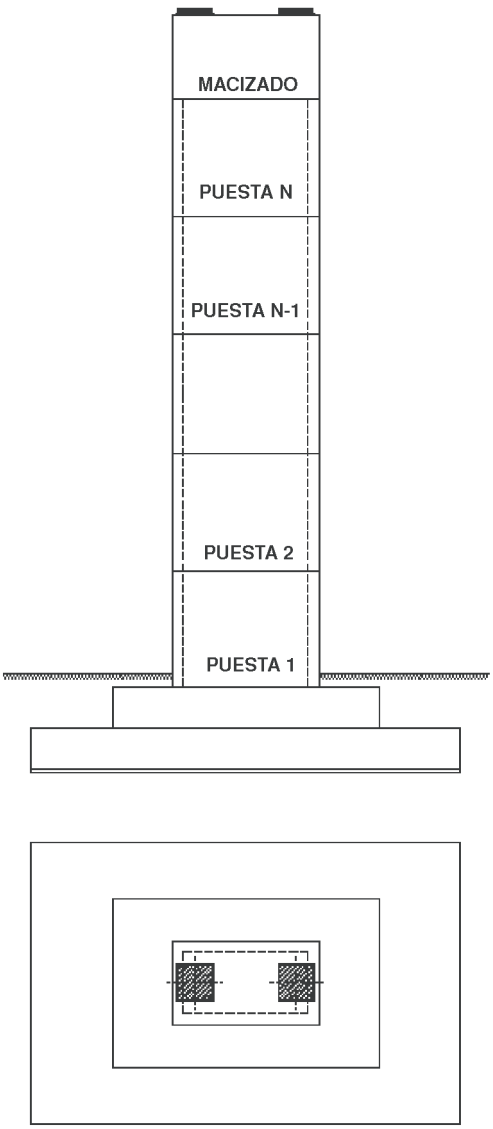


Figura 1. Pila rectangular hueca objeto del estudio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

riales y armados de la pila y desarrollar primero un módulo de cálculo de esfuerzos y comprobación de estados límite. Posteriormente se han programado cuatro heurísticas de búsqueda de coste óptimo. Las cuatro heurísticas han sido la búsqueda aleatoria, el método del gradiente, la aceptación por umbrales y las colonias de hormigas.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El problema de optimización de estructuras de hormigón que se plantea consiste en una optimización económica. Se trata de minimizar la función objetivo *F* de la expresión (2.1), verificando además las restricciones de la expresión (2.2)

$$F(x_1, x_2, ...x_n) = \sum_{i=1,r} p_i * m_i(x_1, x_2, ..., x_n) \quad (2.1)$$

$$g_j(x_1, x_2, ...x_n) \le 0 \quad (2.2)$$

Nótese que en la expresión (2.1) la función objetivo es una función de coste expresada por el sumatorio de precios unitarios por mediciones; y g_j en la expresión (2.2) son todas las restricciones o conjunto de estados límite que debe de verificar la estructura.

2.1. Variables

Se han considerado 95 variables para definir una solución de pila rectangular hueca. Estas variables son las que definen la geometría, los tipos de hormigones y los armados de la pila. El resto de datos necesarios para calcular una pila concreta son lo que denominamos parámetros en el apartado 2.2. Lógicamente los parámetros son datos de partida y no son objeto de optimización sino de futuros estudios paramétricos. La pila considerada en lo que sigue es la pila P-1 del viaducto principal del Regajo en la Autovía Sagunto-Somport, tramo Variante de Viver. Se trata de la pila principal de un viaducto pretensado de canto variable de luces 60-90-60 m y una anchura de 11.80 m. La altura de la pila es de 23.97 m, construida en las 6 puestas que se representan en la Figura 2.

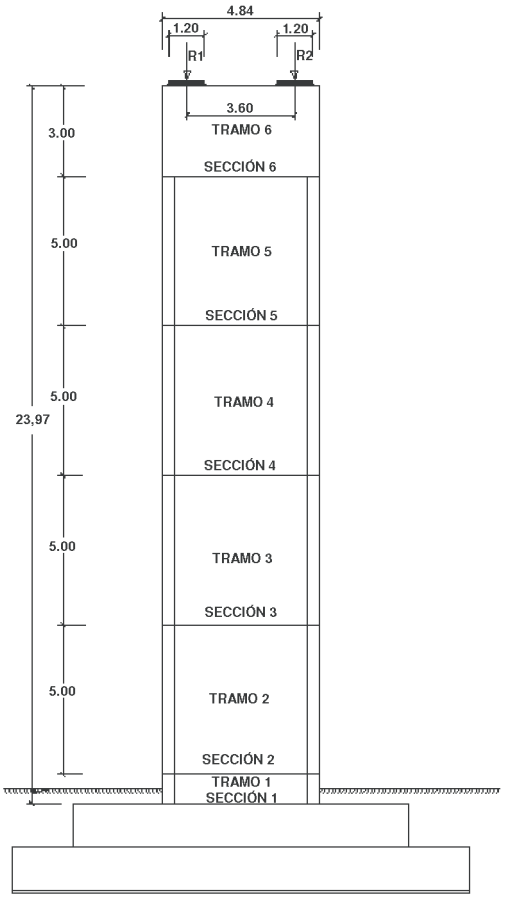


Figura 2. Geometría de la pila objeto del estudio.

De las 95 variables cabe distinguir las 79 de la pila y las 16 de la cimentación. En lo que respecta a la pila, las 10 primeras variables son geométricas y se usan para definir los espesores frontal y lateral de las 5 puestas huecas en que se ha dividido la pila. Los espesores de cada puesta se impone que sean menores o iguales que los de la puesta inferior. El rango de variación admitido es de 0.25 m a 0.75 m con escalones de 0.025 m. Las 6 siguientes variables son la calidad del hormigón de las 6 puestas, que se admite que sean distintas y de valor decreciente con la altura. Estas calidades pueden variar entre el HA-25 y el HA-50 prescritos por la EHE. Y las 63 variables restantes se corresponden con el armado de la pila. La armadura longitudinal de la pila se define por la separación y el diámetro de las barras que se considera distinto en las caras frontales y laterales, así como en los paramentos exteriores e interiores; lo que supone 8 variables por puesta y un total de 48 variables en las 6 puestas. La separación se permite que oscile entre 0.10 y 0.30 m con escalones de 0.02 m y los diámetros considerados son 12, 16, 20, 25 y 32. El número de barras en una puesta es el mismo que en la inferior o la mitad si el número es par o la mitad más uno si el número es impar. En la que respecta al diámetro éste será igual o inferior que el de la puesta inferior. La armadura de cortante supone 3 variables por puesta hueca: la separación en vertical y los diámetros de barra del lado frontal y del lateral. La separación puede variar de 0.10 a 0.30 m con escalones de 0.025 m. Esta armadura supone un total de 15 variables (3 por 5 puestas huecas). Estas 15 variables con las 48 de armado longitudinal suman las 63 variables de armado. Finalmente el armado de refuerzo del macizado de cabeza se realiza de forma directa y se suma a la medición de armaduras pasivas. Es importante señalar que se ha optado por variables discretas y no continuas. Las tablas de armado incluyen diámetro de barra y separación de armaduras, lo que permite la comprobación detallada de todos los ELS-ELU.

Por su parte, las 16 variables que definen la zapata son las siguientes. Las 5 primeras son geométricas y definen el canto total de la zapata, las dimensiones en planta de la zapata y las dimensiones en planta del plinto. El plinto se considera que tiene un canto igual a la mitad del canto de la zapata. El canto total de la zapata puede variar entre 1.00 y 4.00 m con escalones de 0.10 m y las dimensiones de la zapata de 8.00 a 15.00 m con escalones de 0.25 m. Las 11 variables restantes son el tipo de hormigón y 10 variables de armado correspondientes al armado de la zapata y del plinto.

El conjunto de combinaciones de valores de las 95 variables lo denominaremos espacio de soluciones. Tal espacio es en la práctica ilimitado por lo que se conoce como explosión com-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 1. Principales parámetros de geometría y acciones de la pila

PARÁMETROS	VALORES
Dimensión transversal pila	4.84 m
Dimensión longitudinal pila	2.60 m
Altura pila	23.97 m
Altura zona maciza pila	3.00 m
Altura trepa encofrado	5.00 m
Número de apoyos	2
Separación apoyos	3.60 m
Dimensión transversal apoyo pila	1.20 m
Dimensión longitudinal apoyo pila	1.20 m
Densidad de las tierras	20.00 kN/m^3
Tensión admisible terreno	500.00 kN/m^2
Reacciones máxima carga ELS	15445, 14241 kN
Reacciones máximo par ELS	15690, 11442 kN
Reacciones mínima carga ELS	11724, 11708 kN
Deformación neoprenos	725.25 KN
Frenado tablero	262.12 kN
Viento tablero	1503.77 kN

binatoria; en nuestro caso el número de soluciones es del orden de 10^{nn}. Cada vector de 95 valores define una solución de pila que tendrá un coste aplicando la expresión (2.1). Las soluciones que cumplan las restricciones de los estados límite de la expresión (2.2) las denominaremos soluciones factibles. Las que incumplan alguna restricción las denominaremos soluciones no factibles.

2.2. Parámetros

Los parámetros del cálculo de la pila son todas aquellas magnitudes que se toman como datos y que no son objeto de optimización. Se dividen en geométricos, de acciones sobre la pila, de propiedades del terreno, de coeficientes de seguridad y niveles de control considerados y de ambientes exteriores respecto de la durabilidad. Según se ha mencionado anteriormente, el principal parámetro geométrico es la altura de la pila que es de 23.97 m. Otros parámetros geométricos importantes son las dimensiones de la sección de la pila. El lado frontal es de 4.84 m y viene condicionado por el fondo del tablero. El lado lateral se ha fijado en 2.60 como en la pila construida. Este valor podría haber sido objeto de optimización, pero se ha preferido dejarlo constante para comparar los resultados de la optimización sin variar la sección de la pila (lógicamente la optimización de la dimensión lateral y la posible variación en altura de la sección de la pila será objeto de futuros trabajos de los autores [30]). Las acciones consideradas así como el resto de los principales parámetros del cálculo se resumen en la Tabla 1. Estos datos permanecen constantes para la calibración y comparación de los cuatro algoritmos heurísticos de optimización de los apartados 3 y 4.

2.3. Función de coste

La función objetivo considerada es la función de coste definida en la expresión (2.1), donde p_i son los precios unitarios y m_i son las mediciones de las unidades de obra consideradas. En la función de coste se incluyen no sólo el coste de los materiales, sino todas las unidades necesarias para la ejecución de la pila completa. Se incluyen, por ejemplo, la excavación de la cimentación y el relleno localizado en zapatas. Los precios básicos considerados se detallan en la Tabla 2. Estos precios se han obtenido de una encuesta entre contratistas y subcontratistas de obras públicas de carreteras en octubre de 2003.

Dadas las 95 variables de nuestro problema, la medición y valoración de una solución es inmediata. El principal esfuerzo de computación para evaluar una solución se centra principalmente en las restricciones o estados límite del siguiente apartado. En este punto es importante señalar que numerosos trabajos, especialmente los que aplican algoritmos genéticos, suelen transformar el problema en uno sin restricciones introduciendo penalizaciones en la función de coste cuando se incumplen las restricciones del problema. Las penalizaciones son pequeñas para incumplimientos leves y muy fuertes para incumplimientos mayores. En este trabajo se ha optado por trabajar sólo con soluciones factibles, descartándose todas las no factibles y el uso de penalizaciones.

2.4. Restricciones estructurales

Las restricciones estructurales de la expresión (2.2) son todos los estados límite que debe verificar el soporte y su cimentación. Téngase en cuenta que conocidos los 95 valores

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 2. Precios de la función de coste

Unidad	Descripción	Precio unitario
Acero (B-500-S)	Material & Mano de obra	0,63[€/kg]
Encofrado	Encofrado zapata	18,00[€/m^2]
	Encofrado pila zona exterior	48,19[€/m^2]
	Encofrado pila zona interior	48,19[€/m^2]
	Chapa hormigonar zona maciza	120,48[€/m^2]
Hormigón	MO hormigonado zapata	5,41[€/m^3]
	MO hormigonado secciones huecas pila	9,02[€/m^3]
	MO hormigonado cabeza pila	7,21[€/m^3]
	Bomba	6,01[€/m^3]
	HA-25	45,24[€/m^3]
	HA-30	49,38[€/m^3]
	HA-35	53,90[€/m^3]
	HA-40	59,00[€/m^3]
	HA-45	63,80[€/m^3]
	HA-50	68,61[€/m^3]
Movimiento de tierras	Excavación	3,01[€/m^3]
	Relleno	4,81[€/m^3]

que definen una solución, se conoce la geometría, materiales y armados dispuestos. Nótese que se realiza una comprobación y no se intenta dimensionar las armaduras en el sentido habitual. En este sentido cabe señalar que generalmente se dimensionan las armaduras en ELU de flexión, para seguidamente comprobar y redimensionar en ELS de fisuración, y finalmente se dimensiona a cortante sin alterar la armadura longitudinal. Este orden convencional es efectivo, pero obvia otras posibilidades que la optimización heurística no descarta. Así, por ejemplo, se pueden eliminar armaduras de cortante con aumentos localizados de armadura longitudinal.

En lo que respecta al soporte, se deben de verificar los ELU de inestabilidad, cortante y fatiga y el ELS de fisuración. El ELU de inestabilidad es el que requiere mayor tiempo de computación y para su comprobación se ha seguido el método propuesto por Arenas y Villegas [31,32], siguiendo lo que se resume a continuación. En primer lugar, se adopta una excentricidad debida al defecto de construcción, para la que se adopta el valor en cabeza prescrito por el apartado 4.3.5.4 del Eurocódigo 2 [33] y se supone una deformada senoidal del defecto. A partir de las acciones mayoradas sobre la pila y del defecto de construcción se calcula la deformada por doble integración de las curvaturas en cada una de las secciones de cálculo, que coinciden con los cambios de puesta. Con esta deformada, se calculan los momentos de segundo orden que sumados a los de primer orden dan lugar a una primera comprobación de las distintas secciones en flexión esviada y a un nuevo cálculo de flechas. El cálculo de flechas se repite 3 iteraciones y se comprueba si el incremento de flecha es decreciente, en cuyo caso la pila es estable. El proceso se continua hasta que el incremento de flechas es menor que un 1% de la flecha total. Lógicamente en cada iteración se comprueba que los esfuerzos en flexión esviada en todas las secciones son admisibles. La integración de secciones fisuradas se realiza por el método de cuadratura de Gauss-Legendre propuesto por Bonet et al [34]. En lo que respecta a las relaciones tensión-deformación y a los dominios de deformación en ELU se utilizan los prescritos por la EHE corregidos con el factor $1+\varphi^*$, donde φ^* es el coeficiente de fluencia reducido que tiene en cuenta los porcentajes de axil y momentos permanentes respecto de los valores totales.

Los cálculos de ELS de fisuración comprueban la relación entre la abertura de fisura obtenida y la máxima permitida según el ambiente. Por su parte, el ELU de cortante incluye las comprobaciones de los dos cortantes últimos. Y el ELU de fatiga verifica que no se exceden los incrementos tensionales prescritos por el Eurocódigo 2 de puentes [35]. Asimismo, se comprueban todas las restricciones de armaduras mínimas de flexión, cortante y geométricas prescritas por la EHE. Las zapatas se comprueban a partir de las tensiones obtenidas con las reacciones disponibles en ELS. Se emplea una distribución trapezoidal y triangular si hay despegue, admitiéndose un incremento del 25% en el valor de pico respecto de la tensión admisible. La comprobación de armaduras sigue lo prescrito en la EHE.

3. HEURISTICAS EMPLEADAS

Las cuatro heurísticas empleadas en este trabajo son la búsqueda aleatoria, el método del gradiente, la aceptación por umbrales y las colonias de hormigas. Los dos primeros métodos son lo que se denomina heurísticas, es decir, métodos que

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

proporcionan buenas soluciones; pero que no convergen al óptimo global. Los dos segundos se denominan metaheurísticas porque son capaces de resolver problemas difíciles de optimización combinatoria y además está comprobado que son aplicables a problemas de optimización de distinta naturaleza.

El primer método empleado es la búsqueda aleatoria o *random walk* [7], que consiste en generar soluciones dando valores aleatorios a las variables del problema. Cada solución se valora y se evalúa para comprobar si verifica las restricciones. El proceso se repite un número prefijado de iteraciones conservando la solución factible de menor coste. El algoritmo no alcanza generalmente ningún valor óptimo, pero sirve para explorar el espacio de soluciones y determinar el porcentaje de soluciones factibles respecto del total de generadas. Se programa porque sirve como generador de soluciones factibles que sirvan de partida a otras heurísticas.

El segundo método empleado es el método del gradiente [7]. Este método requiere una solución factible de partida. A partir de esta solución se aplican movimientos a los valores de las variables. Se entiende por movimiento una variación pequeña en más o en menos de los valores de varias o todas las variables que definen la solución actualizada. Dada una solución, se aplica un movimiento y se obtiene una nueva solución. Esta nueva solución se valora y se evalúa. Si mejora el coste y es factible, se adopta como nueva solución de partida. El proceso se repite hasta que las mejoras se agotan o se alcanza un número máximo de iteraciones sin mejora que se define como criterio de parada. El método mejora los resultados de la búsqueda aleatoria, pero es poco eficiente; ya que es conocido que converge a óptimos locales de los que no es capaz de salir. Se han programado un total de 4 movimientos. Los cuatro movimientos , M05, M15, M30 y M45, han consistido en variar aleatoriamente en más o menos un número de variables correspondientes al 5%, 15%, 30% y 45% del total de variables. Dado que la búsqueda es aleatoria las ejecuciones se repiten 9 veces para obtener valores medios y mínimos de la búsqueda. El interés de programar este método radica en obtener los movimientos más eficientes para centrarse en ellos en la metaheurística siguiente de la aceptación por umbrales.

Seguidamente, se ha programado la metaheurística de la aceptación por umbrales o *threshold accepting* (TA en adelante), que fue propuesto originalmente por Dueck y Scheuer [36]. Se parte de una solución inicial P_o y se define un umbral inicial de aceptación de soluciones U_o. Se da un movimiento a la solución como en el método del gradiente anterior y se valora y evalúa la nueva solución P_1. La nueva solución se acepta si es factible y si el coste es menor que la anterior o, aunque sea mayor, si el incremento de coste es menor que el umbral que se permite. El umbral inicial de aceptación se va decreciendo hasta que se anula. En cada umbral se permite un número de iteraciones que reciben el nombre de cadena. El método permite salvar óptimos locales para umbrales altos y gradualmente converge al ir reduciendo a cero el umbral de aceptación. El principal movimiento empleado para este método ha sido el M15 estudiado para el gradiente (variación aleatoria del 15% de las 95 variables del problema), por lo que los resultados del siguiente apartado se darán bajo el nombre de TA15 cuando se emplee este movimiento. El método requiere de calibración para ajustar el umbral inicial, el número de iteraciones y la longitud de los ciclos.

El último método programado es una variante del método de optimización por colonias de hormigas o *ant colony optimization* (ACO en adelante), que fue propuesto originalmente por Dorigo y otros [37]. El algoritmo está basado en la analogía del comportamiento de las colonias de hormigas en las labores de encontrar y explotar fuentes de alimentos. Una hormiga aislada no es capaz de hacer gran cosa, pero un conjunto de hormigas funcionan como un sistema inteligente. Cuando un conjunto de hormigas sale de un hormiguero en busca de comida, la trayectoria de cada una de ellas es en principio aleatoria. Sin embargo, las hormigas que encuentran comida dejan en el camino de ida y vuelta un rastro doble de feromona. Cuando un segundo conjunto de hormigas sale de nuevo en busca de comida, las trayectorias dependerán de una componente aleatoria y del rastro de feromona dejado por las de la primera etapa. Sucesivas etapas refuerzan el rastro de caminos ya explorados o de nuevos y más cortos caminos en los que se mejora el rastro de feromona al pasar más hormigas en el mismo período de tiempo que por los más largos. Otra característica de la feromona es la evaporación, que hace que se pierda con el tiempo el rastro de caminos superados por otros mejores. En todo caso, la componente de aleatoriedad hace que no se pierda la diversificación en la búsqueda de caminos hacia el alimento.

La aplicación del método de colonias de hormigas que se ha empleado se explica a partir de las expresiones 3.1 a 3.4 y de las explicaciones siguientes:

$$\Delta T(t,k,i,j) = \left(\frac{p_{\min}}{p(k)}\right)^{100} \tag{3.1}$$

$$\Delta T(t,i,j) = \sum_{k=1,H} \Delta T(t,k,i,j) \tag{3.2}$$

$$T(t,i,j) = e_v \cdot \Delta T(t,i,j) \cdot \left(\frac{p_{\min}}{p_{\min,t}}\right)^{100} \cdot T(t-1,i,j) + \left(\frac{p_{\min}}{p_{\min,t}}\right) \cdot \Delta T(t,i,j) \tag{3.3}$$

$$P(t,k,i,j) = \alpha(t) \cdot \frac{T(t,i,j)}{T(t,i)} + \beta(t) \cdot R \tag{3.4}$$

El proceso de cálculo incluye un número de etapas con H hormigas generadas en cada etapa. En la primera etapa se generan H hormigas (soluciones) de manera aleatoria. El coste de la hormiga de menor coste pasa a ser p_{min}, que será en general el menor coste de los encontrados en todas las etapas concluidas hasta el momento. El incremento de rastro $\Delta T(t,k,i,j)$ se calcula mediante la expresión (3.1), donde p(k) es el coste de la hormiga k, t es el número de etapa, i es el número de variable y j es la posición elegida para la hormiga en cuestión. Nótese que

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

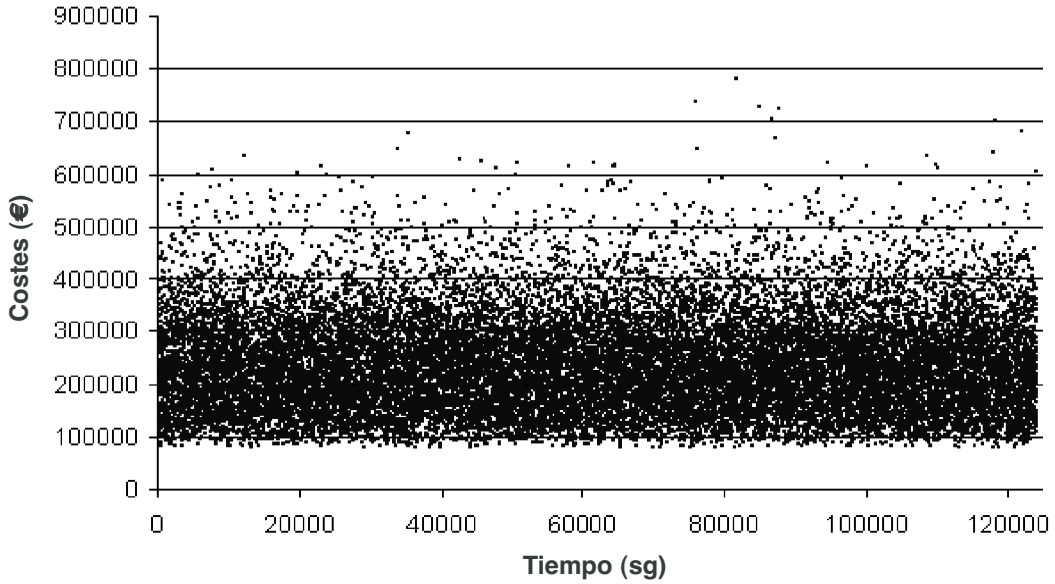


Figura 3. Resultados de coste del random walk.

el exponente 100 de la expresión es para primar que dejen mucho más rastro las hormigas exitosas en coste. A continuación se evalúa el incremento de rastro del conjunto de hormigas de la etapa mediante la expresión (3.2), que suma para cada índice i,j el rastro dejado por todas las hormigas. Conocido el incremento de rastro, se procede a calcular el rastro al finalizar la etapa t mediante la expresión (3.3), que dependerá del incremento de rastro y del rastro hasta la etapa anterior. En la expresión interviene $p_{min,t}$ que es el menor coste de la etapa t de las H hormigas generadas en esta etapa. También interviene un coeficiente de evaporación e_v que se ha tomado igual a la unidad. Finalmente la expresión (3.4) nos da la probabilidad de que se escoja una posición j para la variable i, hormiga k, en la etapa t. En la expresión aparece T(t,i) que es la suma de las trazas de todas las posiciones de la variable i, tras la etapa t. Obsérvese que aparecen 2 coeficientes α y β que ponderan que la elección se haga primando el rastro o que sea aleatoria ($\alpha+\beta=1$). R es un número aleatorio entre 0 y 1. En los resultados del siguiente apartado se ha probado con valores de 0.2-0.8 y de 0.8-0.2 para estudiar la influencia en la mayor o menor aleatoriedad en la generación de hormigas. Conocidas las probabilidades de cada posición j, se generan hormigas mediante el método de la ruleta teniendo en cuenta la mayor o menor probabilidad de cada posición.

4. APLICACIÓN DE LAS BÚSQUEDAS HEURÍSTICAS

Las cuatro heurísticas del apartado anterior se han aplicado a la misma pila de 23.97 m de altura cuyos principales parámetros se dan en la Tabla 1, con el objeto de poder comparar la eficiencia de las mismas. A continuación se detallan los principales resultados obtenidos.

4.1. Búsqueda aleatoria

Se realizó un experimento consistente en encontrar las primeras 50000 soluciones factibles. En la Figura 3 se detalla la nube de puntos para un tiempo de computación de unos 130000 segundos (36.11 horas de computación en Compaq Visual Fortran Professional 6.6.0 en un ordenador Pentium IV de 2.4 GHz). El porcentaje de soportes factibles respecto del total de tanteados es del 3.63% y el de zapatas factibles del 0.21%. Esto se debe a que el intervalo de variación de las variables está pensado para pilas de distinta dimensión y no está particularizado para ésta. El coste de la pila más barata es de 75307 euros y el de la más cara de 781170 euros, siendo el coste medio de 239952 euros. La desviación de la media respecto del valor mínimo es del 218.63%, lo que nos indica la gran dispersión del método.

4.2. Método del gradiente

Este método se programa para evaluar los movimientos más eficientes. Se han considerado 4 movimientos. Estos movimientos han consistido en variar aleatoriamente en más o en menos el 5%, 15%, 30% y 45% del total de las variables (movimientos M05, M15, M30 y M45), lo que corresponde a variar 4,12, 24 y 36 variables en el soporte y 1, 2, 5, 7 variables en la zapata. Dado que el procedimiento es aleatorio, los resultados se han repetido 9 veces para obtener resultados medios y mínimos.

El movimiento más efectivo ha resultado ser el M15 (variación del 15% de las variables). En la Figura 4 se representan los resultados de coste mínimo en función del tiempo de computación para los 4 movimientos empleados. Nótese que los tiempos de computación varían al haberse considerado distintos criterios de parada, que han sido de 50, 250, 500, 1000, 2000, 5000, 10000 y 20000 iteraciones sin mejora. El mejor resultado tiene un coste de 69931 euros usando el movimiento M15 y 1000 iteraciones sin mejora. Esta solución mejora un 7.14% el coste de la mejor obtenida con el random del apartado anterior. La desviación media de las 9 soluciones del experimento respecto del óptimo es del 4.60%, lo que indica una desviación de los resultados suficientemente baja. Consecuentemente, se optó preferentemente por este movi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

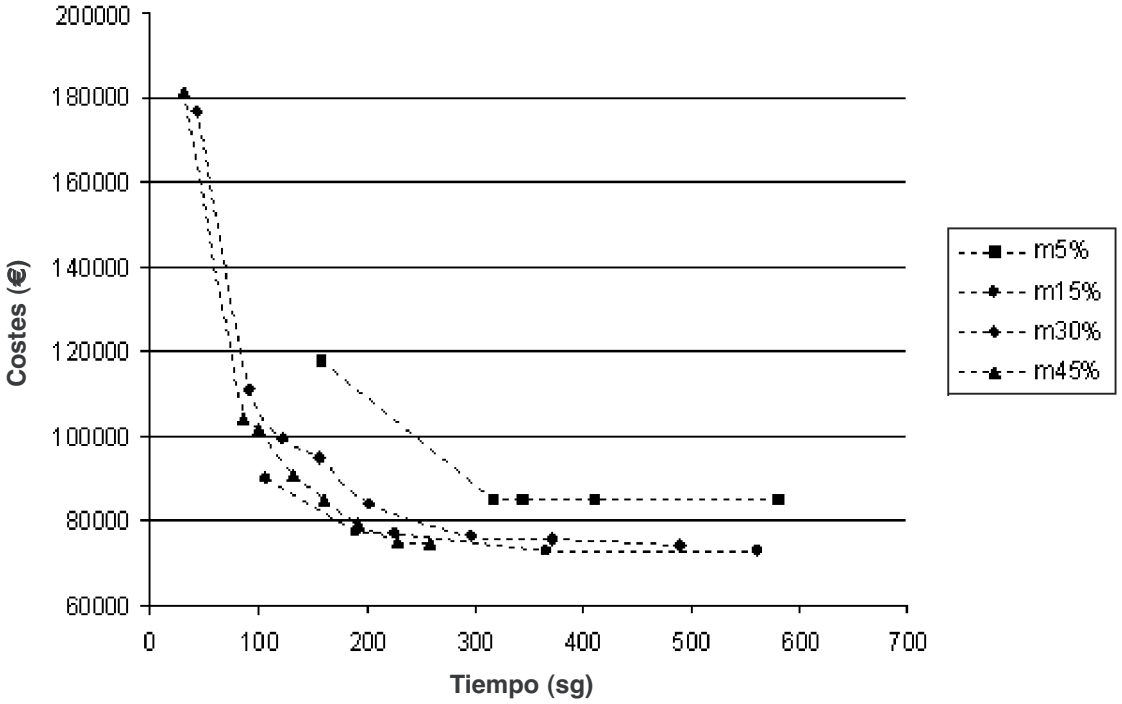


Figura 4. Costes versus tiempo de computación para los distintos movimientos del gradiente.

miento M03 para programar las siguiente metaheurística de la aceptación por umbrales.

4.3. Aceptación por umbrales

El *threshold accepting* (TA) se ha aplicado de nuevo a la misma pila de 23.97 m de altural objeto de resultados para las dos heurísticas anteriores (parámetros en Tabla 1). Dada su mayor efectividad en el método del gradiente, el método se ha programado con el movimiento M15 (variación aleatoria del 15% de las variables, dando lugar a la heurística TA15. Según se ha mencionado, el método requiere calibrar el umbral inicial, la longitud de las cadenas de ciclos y el coeficiente de reducción del umbral. El umbral inicial, se calibró usando el método propuesto por Medina para la cristalización simulada [38], que consiste en probar un umbral inicial y comprobar si el porcentaje de aceptaciones de soluciones peores está dentro de un intervalo de porcentajes, doblando el umbral si el porcentaje es menor que el limite inferior y dividiendo por 2 si el porcentaje es mayor que el límite superior. Se ha probando con varios intervalos de aceptación del 10-30%, 30-50%, 50-70% y 70-90%. En cuanto a la longitud de las cadenas, se ha probado con 500, 1000 y 2000 ciclos por cadena. Y para el coeficiente de reducción se ha probado con 0.85 y 0.95. El criterio de parada adoptado a consistido en umbral menor del 1% del inicial y que no haya ninguna mejora en toda una cadena. Con todo se han probado 20 heurísticas cuyos resultados se resumen en la Tabla 3. En la Figura 5 se da un ejemplo de evolución del coste desde la solución inicial hasta los valores finales ya convergidos.

Según se deduce de la Tabla 3, la mejor heurística resulta ser la no.9, que tiene un coste mínimo de 69367 euros, con un valor medio de las 9 ejecuciones de 70863 euros y una desviación de los resultados respecto del mínimo del 2.16%. Estos

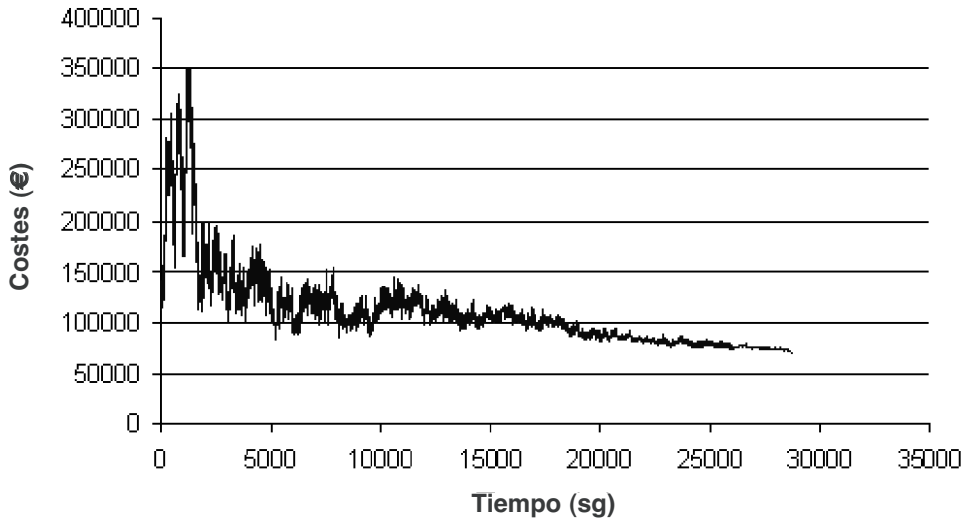


Figura 5. Típica evolución coste-tiempo del threshold accepting.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 3. Resultados de la búsqueda por aceptación por umbrales

Ejecución	Rangos	Disminución umbral	Longitud cadena	Coste medio(€)	Tiempo medio(sg)	Coste mínimo (€)	Desviación (%)
1	10%-30%	0.85	500	71610.10	1332.01	69946.69	2.38
2	10%-30%	0.85	1000	72101.80	2420.43	71047.39	1.48
3	10%-30%	0.85	2000	71150.38	4949.41	69528.32	2.33
4	10%-30%	0.95	500	71070.15	4978.82	69991.21	1.54
5	10%-30%	0.95	1000	70706.86	8292.43	69409.42	1.87
6	10%-30%	0.95	2000	70301.10	17469.34	69503.34	1.15
7	30%-50%	0.85	500	72690.93	2188.04	70312.62	3.38
8	30%-50%	0.85	1000	71971.68	4826.31	71006.54	1.36
9	30%-50%	0.85	2000	70863.86	10097.48	69367.94	2.16
10	30%-50%	0.95	500	72020.98	6504.30	70192.75	2.60
11	30%-50%	0.95	1000	71411.48	13810.55	69937.88	2.11
12	30%-50%	0.95	2000	71588.71	29540.56	69495.19	3.01
13	50%-70%	0.85	500	72685.32	3064.22	70769.27	2.71
14	50%-70%	0.85	1000	72205.56	5650.82	70549.35	2.35
15	50%-70%	0.95	500	72154.66	11326.16	70871.21	1.81
16	50%-70%	0.95	1000	71967.11	18078.55	70738.35	1.74
17	70%-90%	0.85	500	73042.80	3783.31	71501.56	2.16
18	70%-90%	0.85	1000	74084.74	7282.08	71708.18	3.31
19	70%-90%	0.95	500	72466.43	12230.32	71105.19	1.91
20	70%-90%	0.95	1000	72089.83	125879.52	70044.13	2.92

resultados se obtienen para la heurística TA15 con un rango del 30-50% para el umbral inicial, coeficiente de disminución del umbral de 0.85 y longitud de 2000 ciclos paras las cadenas. Obsérvese que se mejora los resultados de costes con el método del gradiente en sólo un 0.8%, pero la dispersión de los resultados baja notablemente (era de un 4.60% en el gradiente por el 2.16% del TA15.

4.4. Optimización por colonias de hormigas

Finalmente, la optimización por colonias de hormigas (ACO) se ha aplicado a la misma pila de 23.97 m de altura. Para aplicar el algoritmo descrito en el apartado 3, se necesita definir los valores de α y β en la expresión (3.4), el número de hormigas en cada etapa H y el número de etapas. Se han realizado experimentos para valores iniciales de $\alpha\theta.2$ y β=0.8 y para valores iniciales de $\alpha\theta.8$ y β=0.2. Los valores de α-β se hacen converger a 1 y 0 a medida que progresa el número de etapas. El número de hormigas considerado en cada etapa ha sido de 100, 500 y 1000. Y el número de etapas considerado ha sido de 25, 50, 75 y 100. Al igual que para el gradiente y la aceptación por umbrales se ha realizado nueve ejecuciones para cada heurística.

Los resultados obtenidos se detallan en las Tablas 4 y 5. De las tablas se deduce que los costes medios y la desviación de los resultados mejoran a medida que se aumenta el número de hormigas y el número de etapas. En este sentido, en la Figura 6 se observa esta tendencia. No obstante, se observa que la

Tabla 4. Resultados del ACO para α=0.2 y β=0.8

nº Hormigas	nº Etapas	Coste medio (€)	Tiempo medio(sg)	Coste mínimo (€)	Tiempo mínimo (sg)	Desviación (%)
100	25	92821.77	478.34	84822.87	431.86	9.43
100	50	86666.31	993.63	79517.59	891.80	8.99
100	75	86016.15	1515.59	79517.59	1435.08	8.17
100	100	84288.17	2026.22	78168.38	1878.70	7.83
500	25	83666.40	2100.75	79373.38	1959.52	5.41
500	50	80796.20	4087.54	75752.39	3707.17	6.66
500	75	79502.77	6110.64	75752.39	5597.17	4.95
500	100	78766.19	8103.64	75752.39	7681.25	3.98
1000	25	79401.60	4062.74	76183.88	3902.38	4.22
1000	50	79018.25	7798.49	76183.88	7436.06	3.72
1000	75	78074.62	11566.61	75036.21	11086.72	4.05
1000	100	77924.60	15107.40	75036.21	14705.70	3.85

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 5. Resultados del ACO para α=0.8 y β=0.2

nºHormigas	nº Etapas	Coste medio (€)	Tiempo medio(sg)	Coste mínimo (€)	Tiempo mínimo (sg)	Desviación (%)
100	25	78357.19	746.90	74411.56	580.94	5.30
100	50	76452.22	1467.23	74302.35	1304.80	2.89
100	75	75869.65	2182.46	74302.35	1887.19	2.11
100	100	74705.44	3040.82	73445.38	2681.56	1.72
500	25	71633.87	4904.37	70849.21	2768.14	1.11
500	50	70508.05	10339.97	69802.92	5171.39	1.01
500	75	70301.97	16760.68	69798.92	9076.92	0.72
500	100	70030.43	22784.52	69384.13	12644.20	0.93
1000	25	71072.39	9332.38	70279.31	5845.80	1.13
1000	50	69972.84	20120.86	69572.13	13850.22	0.58
1000	75	69794.75	31877.05	69331.05	22865.91	0.67
1000	100	69651.04	45183.44	68862.21	31477.45	1.15

mejor solución se suele obtener antes de agotar el número de etapas. De la comparación de las Tablas 4 y 5 se concluye que se obtienen mejores resultados con αθ.8 y βθ .2, lo que indica que se mejora al dar mayor peso inicial al rastro de las hormigas que a la aleatoriedad. Los mejores resultados se observan en la Tabla 5 para H=1000 y 100 etapas. El coste mínimo de esta heurística es de 68862 euros, que mejora un 0.73% los mejores resultados de la aceptación por umbrales (69367 euros). En cuanto a la desviación respecto del mínimo se observa que es sólo del 1.15%, lo que también mejora las desviaciones del mejor threshold (2.16%).

5. COMPARACION DE SOLUCIONES

En este apartado se detallan y comparan las soluciones obtenidas mediante los distintos métodos heurísticos. Los resultados se detallan en las Tablas 6 a 9.

En la Tabla 6 se detallan los espesores de pared y los hormigones en las distintas puestas para la pila construida y para los 4 métodos heurísticos. En la notación b(1,k) es el espesor de la pared frontal de la puesta k y b(2,k) es el espesor lateral de la puesta k. Por su parte, fcks(k) es la resistencia característica de la puesta k. Obsérvese que los menores espesores de pared se obtienen para las colonias de hormigas, que a su vez opta por mayores resistencias de hormigones.

En las Tablas 7 y 8 se detallan el número de barras y los diámetros de armado en las distintas puestas para la pila construida y para los 4 métodos heurísticos. En la notación la definición de variables es la siguiente, siendo k el número de puesta:

- baes(1,k) es el número de barras en el lado frontal en el paramento exterior.
- baes(2,k) es el número de barras en el lado lateral en el paramento exterior.

Tabla 6. Comparación de espesores de pared y hormigones

Variables	Construida	RW	DLS	TA	ACO
b(1,1)	0.400	0.325	0.375	0.350	0.250
b(1,2)	0.400	0.325	0.375	0.325	0.250
b(1,3)	0.400	0.325	0.375	0.300	0.250
b(1,4)	0.400	0.325	0.300	0.300	0.250
b(1,5)	0.400	0.325	0.275	0.250	0.250
b(1,6)	0.400	0.325	0.275	0.250	0.250
b(2,1)	0.400	0.300	0.500	0.525	0.275
b(2,2)	0.400	0.300	0.475	0.450	0.275
b(2,3)	0.400	0.300	0.450	0.325	0.275
b(2,4)	0.400	0.300	0.275	0.275	0.250
b(2,5)	0.400	0.300	0.275	0.250	0.250
b(2,6)	0.400	0.300	0.275	0.250	0.250
fcks(1)	25	35	50	40	50
fcks(2)	25	35	40	40	35
fcks(3)	25	35	25	30	35
fcks(4)	25	30	25	25	30
fcks(5)	25	25	25	25	25
fcks(6)	25	25	25	25	25

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 7. Comparación de número de barras

Variables	Construida	RW	DLS	TA	ACO
baes(1,1)	42	22	36	15	15
baes(1,2)	42	22	36	15	15
baes(1,3)	42	22	36	15	15
baes(1,4)	42	22	36	15	15
baes(1,5)	42	22	36	15	15
baes(1,6)	42	22	36	15	15
bais(1,1)	30	22	21	27	15
bais(1,2)	30	22	21	14	15
bais(1,3)	30	22	21	14	15
bais(1,4)	30	22	21	14	15
bais(1,5)	30	22	21	14	15
bais(1,6)	30	22	21	14	15
baes(2,1)	22	8	9	12	13
baes(2,2)	22	8	9	12	13
baes(2,3)	22	8	9	12	13
baes(2,4)	22	8	9	12	13
baes(2,5)	22	8	9	12	13
baes(2,6)	22	8	9	12	13
bais(2,1)	14	9	6	11	10
bais(2,2)	14	9	6	11	10
bais(2,3)	14	9	6	6	10
bais(2,4)	14	9	6	6	10
bais(2,5)	14	9	6	6	10
bais(2,6)	14	9	6	6	10

Tabla 8. Comparación de diámetros de barra

Variables	Construida	RW	DLS	TA	ACO
diaes(1,1)	25	20	16	12	16
diaes(1,2)	25	20	16	12	16
diaes(1,3)	25	20	16	12	16
diaes(1,4)	16	20	12	12	16
diaes(1,5)	16	20	12	12	16
diaes(1,6)	16	16	12	12	16
diais(1,1)	25	20	16	16	16
diais(1,2)	25	20	16	16	16
diais(1,3)	25	20	16	16	12
diais(1,4)	16	12	16	16	12
diais(1,5)	16	12	12	16	12
diais(1,6)	16	12	12	16	12
diaes(2,1)	25	25	12	20	32
diaes(2,2)	25	25	12	20	32
diaes(2,3)	25	25	12	16	20
diaes(2,4)	16	20	12	16	12
diaes(2,5)	16	20	12	12	12
diaes(2,6)	16	20	12	12	12
diais(2,1)	25	32	12	25	16
diais(2,2)	25	32	12	25	16
diais(2,3)	25	32	12	25	16
diais(2,4)	16	25	12	16	16
diais(2,5)	16	12	12	16	12
diais(2,6)	16	12	12	16	12

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

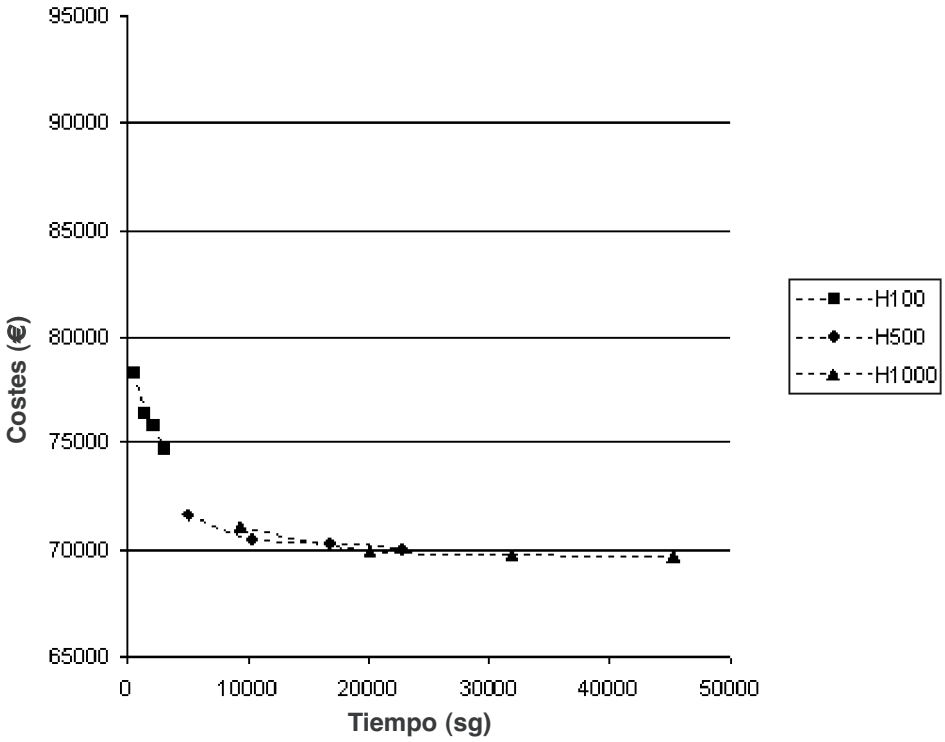


Figura 6. Variación de costes para el número de hormigas por etapa y el número de etapas.

– bais(1,k) es el número de barras en el lado frontal en el paramento interior.

– bais(2,k) es el número de barras en el lado lateral en el paramento interior.

– diaes(1,k) es el diametro en el lado frontal en el paramento exterior.

– diaes(2,k) es el díametro en el lado lateral en el paramento exterior.

– diais(1,k) es el diámetro en el lado frontal en el paramento interior.

–diais(2,k) es el diámetro en el lado lateral en el paramento interior.

Los resultados en arranques de la mejor solución por el algoritmo de las colonias de hormigas se resume en la Figura 7. Nótese que el el hormigón en esta solución es HA-50 y que los espesores frontal y dorsal son 0.25 y 0.275 m.

Finalmente en la Tabla 9 se resumen las mediciones y cuantías de la pila construida y de las soluciones dadas por las 4 heurísticas. De la tabla cabe destacar que los kg/m de acero en el soporte varían poco para las 3 heurísticas DLS-TA-ACO. Sin embargo y dado que el ACO va a paredes de menor espesor, los kg/m^3 varían notablemente de 62.55-65.20 kg/m^3 para el DLS-TA a los 92.28 kg/m^3 del ACO.

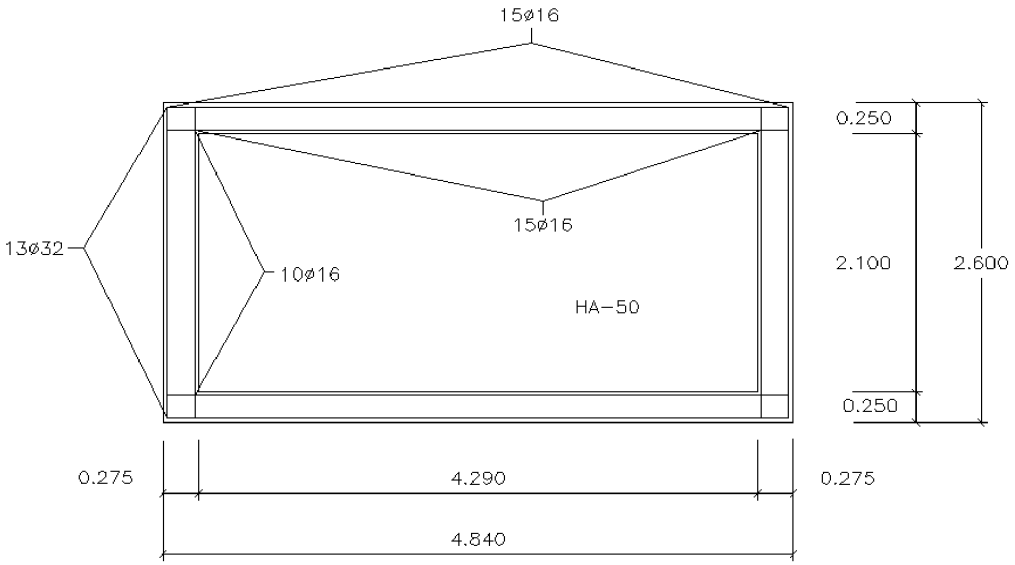


Figura 7. Dimensionamiento en arranques para el algoritmo ACO.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 9. Comparación de mediciones y cuantías para las 4 heurísticas

Elemento	Tipo	Construida	RW	DLS	TA	ACO
Zapata	Excavación(m^3)	619.65	368.55	383.77	397.48	397.48
	Relleno(m^3)	236.12	162.85	201.22	203.04	203.04
	Armadura(kg)	26432.29	15953.43	13137.85	11627.79	11382.46
	Encofrado(m^2)	133.40	85.80	111.58	112.83	112.83
	Hormigón(m^3)	383.53	205.70	182.55	194.44	194.44
	kg/m3 horm.	**68.92**	**77.56**	**71.97**	**59.80**	**58.54**
	Armadura(kg)	3930.67	3883.76	3649.36	3649.36	3649.36
Zona maciza soporte	Encofrado(m^2)	57.22	57.22	57.22	57.22	57.22
	Hormigón(m^3)	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75
	kg/m.l.soporte	**163.98**	**162.03**	**152.25**	**152.25**	**152.25**
	kg/m3 horm.	**104.12**	**102.88**	**96.67**	**96.67**	**96.67**
	Armadura(kg)	18782.34	10299.22	6638.69	6367.72	6869.30
Zona hueca soporte	Encofrado(m^2)	564.18	579.85	566.91	572.73	589.59
	Hormigón(m^3)	111.38	90.50	106.14	97.67	74.44
	kg/m.l.soporte	**783.58**	**429.67**	**276.96**	**265.65**	**286.58**
	kg/m3 horm.	**168.63**	**113.80**	**62.55**	**65.20**	**92.28**

6. CONCLUSIONES

En vista de lo expuesto anteriormente, cabe señalar las siguientes conclusiones:

- La generación aleatoria de soluciones no es eficaz, dado que sólo un 3.63% de las soluciones de soportes resultan factibles y que la dispersión de resultados es de un 218.63%. Sin embargo, el generador aleatorio de soluciones factibles resulta fundamental en la aplicación de las otras 3 heurísticas.

- Del estudio del gradiente, se deduce que el mejor movimiento estudiado ha resultado ser el M15, consistente en variar aleatoriamente el 15% de las 95 variables de la pila.

- En la comparación de las 4 heurísticas empleadas, la más eficaz ha resultado ser la optimización por colonias de hormigas con 1000 hormigas por etapa y 100 etapas, así como con valores de $\alpha\theta.8$ y β=0.2 en la expresión (3.4). El TA ha resultado similar en resultados de costes (un 0.73% más caro) con una parametrización de 30-50% de aceptaciones para el umbral inicial, coeficiente reductor de 0.85 y longitud de cadenas de 2000 ciclos.

- Las soluciones estructurales resultan similares en términos de kg/m de alzado de pila. Sin embargo, la optimización por hormigas va a mayores cuantías de kg/m^3 con menores espesores de pared y mayores resistencias de hormigón.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Hernández S. "Métodos de diseño óptimo de estructuras", Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, C. Seinor 8, 402 pp, ISBN 843800038X, 1990.

[2] Goberna M.A., Jornet V. y Puente R. "Optimización lineal. Teoría, métodos y modelos.", Ed. McGraw-Hill, 329 pp, ISBN 8448140729, 2004.

[3] Torrano Mtnez. M.S. "Diseño óptimo de secciones y elementos estructurales de hormigón armado", tesis doctoral, Dpto. Estructuras y Construcción, Un. Politécnica Cartagena, 215 pp, 2003.

[4] Moragues J.J. "Diseño óptimo de estructuras aporticadas de hormigón armado", tesis doctoral, ETSI Caminos Valencia, Universidad Politécnica de Valencia, 1980.

[5] Gasch M. "Optimización de estructuras de forjados reticulares", tesis doctoral, Dpto. Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras. Universidad Politécnica de Valencia, 1991.

[5] Jones M.T. "Artificial intelligence application programming", Ed. Charles River Media, 363 pp, ISBN 1584502789, 2003.

[7] Díaz A., Glover F., Ghaziri H.M., González J.L., Laguna M., Moscazo P., Tseng F.T. "Optimización heurística y redes neuronales", Ed. Paraninfo, 235 pp, Madrid 1996, ISBN 8428322694.

[8] Holland J.H. "Adaptation in natural and artificial systems", Ed. University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.

[9] Goldberg. "Genetic algorithms in search, optimization and machine learning", Ed. Addison-Wesley, 412 pp, ISBN 0201157675, 1989.

[10] Yepes V. y Medina J.R. "Economic heuristic optimization for the heterogeneous fleet VRPHESTW", ASCE Journal of Transportation Engineering, Vol. 132, No. 4 pp. 303-311, 2006.

[11] Jenkins W.M. "Structural optimization with the genetic algorithm", The Structural Engineer, Vol. 69, No. 24/17, pp 418-422, December 1991.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

[12] Jenkins W.M. "Plane Frame Optimum Design Environment Based on Genetic Algorithm", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 11, pp. 3103-3112, November 1992.

[13] Rajeev S. and Krisnamoorthy C.S. "Discrete optimization of structures using genetic algorithms", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5, pp. 1233-1250, May 1992.

[14] Coello C.A., Christiansen A.D. y Santos F. "A simple genetic algorithm for the design of reinforced concrete beams", Engineering with Computers, Vol. 13, pp. 185-196, 1997.

[15] Rajeev S. y Krisnamoorthy C.S. "Genetic algorithm-based methodology for design optimization of reinforced concrete frames", Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol. 13, pp. 63-74, 1998.

[16] Hrstka O., Kucerova A., Leps M. y Zeman J. "A competitive comparison of different types of evolutionary algorithms", Computers and Structures, Vol. 81, pp 1979-1990, 2003.

[17] Leps M. y Sejnoha M. "New approach to optimization of reinforced concrete beams". Computers and Structures, Vol. 81, pp 1957-1966, 2003.

[18] Lee C. y Ahn J. "Flexural design of reinforced concrete frames by genetic algorithm", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 6, pp 762-774, 2003.

[19] Camp C.V., Pezeshk S. y Hansson H. "Flexural design of reinforced concrete frames using a genetic algorithm", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 1, pp. 105-115, 2003.

[20] Sahab M.G., Ashour A.F. y Toporov V.V. "Cost optimisation of reinforced concrete flat slab buildings, Engineering Structures, Vol. 27, pp. 313-322, 2005.

[21] Carrera M., Alcalá J., Yepes V. y González-Vidosa F. "Optimización heurística de pórticos de paso de carretera de hormigón armado", Hormigón y Acero, No. 236, pp 85-95, 2005.

[22] Alcalá J., Carrera M., Yepes V., y González-Vidosa F. "Cristalización simulada aplicada a la optimización económica de muros ménsula de contención de hormigón armado", Hormigón y Acero, No. 236, pp 97-108, 2005.

[23] Paya I., Yepes V., Clemente J. and González-Vidosa F. "Optimización heurística de porticos de edificación de hormigón armado", Rev. Int. Met. Num. Calc. Dis. Ing. 2006; en prensa.

[24] González-Vidosa F., Yepes V., Alcalá J., Carrera M. and Perea, C. "Simulated annealing optimization of walls, portal and box reinforced concrete road structures", en Proceedings of the Ninth International Conference on Computer Aided Optimum Design in Engineering, Skiathos (Greece), May 2005, pp. 175-186.

[25] Perea C., Paya I., Yepes V. and González-Vidosa F."Heuristic optimization of reinforced concrete road bridges and frames", en Proceedings Second FIB Congress, Naples, June 2006.

[26] Paya I., Yepes V., González-Vidosa F. and Hospitaler A. "Multiobjective simulated annealing optimization of concrete building frames", en Proceedings of the IABSE Symposium, Budapest, September 2006.

[27] Perea C., Yepes V., Alcalá J., Hospitaler A. and González-Vidosa F. "Heuristic optimization of reinforced concrete road bridge frames", en Proceedings of the Eighth Conference on Computational Structures Technology, Las Palmas (Spain), September 2006.

[28] M. Fomento. "IAP-98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", Ed. M.Fomento, 79 pp, OM 12 febrero 1998.

[29] M. Fomento. "EHE-98. Instrucción de hormigón estructural", Ed. M.Fomento, 470 pp, RD 2661/1998.

[30] Martínez Martín F.. "Optimización heurística de pilas rectangulares huecas de hormigón armado", tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Dpto. Ingeniería de la Construcción, en curso.

[31] Arenas J.J. y Villegas L.M. "Estudio de una pila esbelta en ménsula de hormigón armado, con sección y armaduras variables a lo largo de su altura, solicitadas por acciones contenidas en uno o en sus dos planos principales", Hormigón y Acero, No. 149, pp 15-43, 1983.

[32] Villegas L.M y Arenas J.J. "Diagramas axil-momento-curvaturas (N-M_x-M_y-C_x-C_y) de una sección de hormigón armado solicitada por una flexo-composición plana o biaxial", Hormigón y Acero, No. 148, pp 61-86, 1983.

[33] CEN. "Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación", Ed. AENOR, 213 pp, 1991.

[34] Bonet J.L., Romero M.L., Miguel P.F. y Fernández M.A. "A fast stress integration algorithm for reinforced concrete sections with axial loads and biaxial bending", Computers and Structures, Vol. 82, pp. 213-225, 2004.

[35] CEN. "Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón", Ed. AENOR, 89 pp., 1996.

[36] Dueck G. and Scheuert T. "Threshold accepting: A general purpose optimization algorithm superior to simulated annealing", Journal of Computation Physics, 161-175, 1990.

[37] Dorigo M., Maniezzo V. y Colorni A. "The ant system: optimization by a colony of cooperating agents", IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics, Part B, Vol. 26, No.1, pp.29-41, 1996.

[38] Medina J.R. "Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing", ASCE Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 127, No. 4, pp.213-221, 2001.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Puente de ferrocarril sobre la N-152 en Parets del Vallès

Bridge of the railroad over the N-152, in Parets del Vallès

Josep M.ª Roig Vilaseca
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director Técnico de Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. (INPASA)

RESUMEN

La estructura descrita en el presente artículo consiste en un tablero mixto ripado de sección en 'U' con la estructura metálica embebida en el hormigón, que permite resolver eficazmente los condicionantes constructivos y de gálibo existentes con una tipología estructural poco frecuente.

Los problemas de ejecución que surgieron durante la construcción del estribo 1 condicionaron una solución estructural de este estribo mediante una cimentación profunda de pilotes hincados y columnas armadas de jet-grouting sobre la que descansaba el paramento de hormigón armado del estribo con la base articulada y retenido por flejes a modo de tierra armada.

SUMMARY

The structure described in this article, consisting of a laterally displaced "U" section composite deck with a metallic structure imbibed in the concrete, allows to resolve efficiently the constructive conditions and the existing clearance with a non frequent structural type.

The problems of execution that arouse during the construction of the abutment number 1, determined a structural solution of this abutment with a foundation of precast concrete piles and jet-grouting reinforced columns. Over this jet-grouting reinforced columns remained the abutment reinforced concrete facing with the articulated base and retained with reinforcement as a reinforced earth.

1. INTRODUCCIÓN

La carretera N-152 cruza bajo la línea de ferrocarril de Barcelona a Puigcerdà en el término municipal de Parets del Vallès, en la provincia de Barcelona, mediante un puente de dos vanos. Esta estructura fue diseñada y proyectada por Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. en marzo de 1.995, y construida en agosto de 1.995 por la empresa COPCISA con motivo de la duplicación de calzada de dicha carretera N-152, sustituyendo al puente existente que consistía en un tablero de vigas de 15 m de luz de un solo tramo con estribos de mampostería. Las aletas, también de mampostería, se situaban alineadas con la carretera pero retranqueadas unos 80 cm respecto al paramento del estribo.

El proyecto de duplicación de calzada requirió plantear la construcción de un nuevo paso inferior manteniendo en todo momento el servicio en la línea de ferrocarril. La duplicación se realizó por la derecha de la N-152, manteniendo el estribo 1 (lado Parets) del puente existente. Las pilas del nuevo puente se situaban detrás del estribo 2, el cual se demolió tras el ripado del nuevo tablero.

2. CONDICIONANTES DEL PROYECTO

Como condicionantes básicos del proyecto cabe destacar:

– Mantenimiento del servicio de la línea de ferrocarril en todo momento, pudiendo plantear el corte de la misma durante la noche en un plazo de unas diez horas aproximadamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 1. Vista lateral del puente acabado.

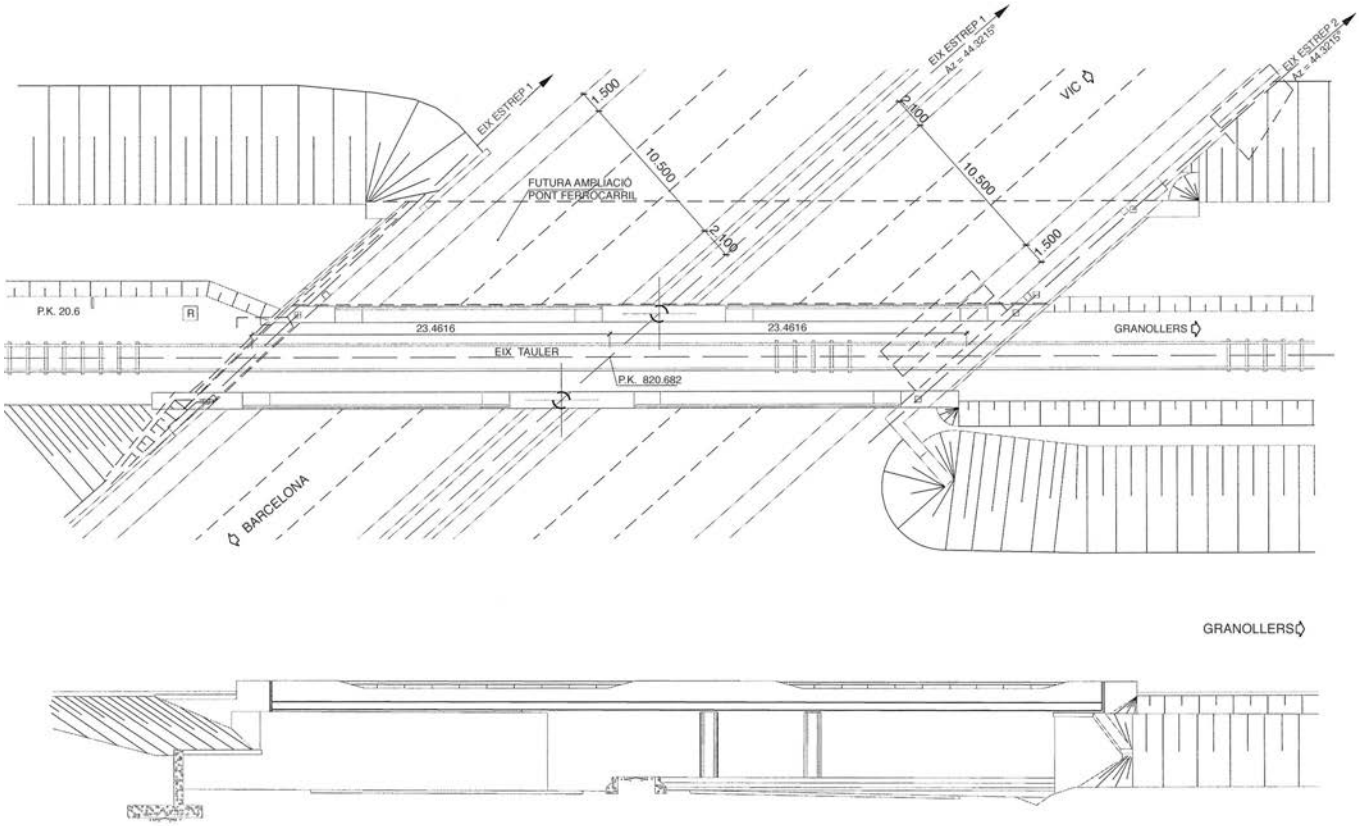


Figura 2. Planta y alzado general.

– Gálibo vertical estricto de la N-152 que obligó a minimizar el canto del tablero bajo el balasto.

– La solución adoptada debía permitir el futuro desdoblamiento de la vía.

3. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Dados los condicionantes de mantenimiento del servicio de la línea de ferrocarril y de la existencia de un paso inferior en el mismo emplazamiento de la nueva estructura se adoptó la solución de tablero ripado, consistente en la construcción del tablero al lado de la vía y su posterior ripado a la ubicación definitiva mediante gatos de empuje horizontales.

El hecho de que se debiese contemplar la futura construcción de una nueva vía fue un elemento adicional a favor de la solución adoptada, ya que el tablero se construyó paralelamente a la vía en el emplazamiento del futuro puente, dejando ya construidos sus estribos que constituyeron el apoyo provisional del tablero durante su construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

La estructura consiste en un puente de dos vanos de 23,46 m de luz con una longitud entre apoyos de estribos de 46,92 m y 6,8 m de anchura.

En planta el tablero presenta un fuerte esviaje de 53,78^g.

3.1. Tablero

El condicionante de gálibo vertical de la N-152 permitía disponer únicamente de 45 cm de canto del tablero bajo el conjunto balasto-vía (de unos 70 cm de altura), lo que conllevó plantear una solución de tablero inferior, situando lateralmente la estructura resistente de transmisión de cargas a los apoyos. RENFE limitó la tipología estructural a soluciones de hormigón, descartando estructuras metálicas o mixtas con elementos metálicos vistos.

La solución adoptada consistió en una losa de hormigón de 35 cm de espesor, sobre la que se colocaba el balasto y la vía, que se empotraba lateralmente a dos vigas laterales de hormigón de canto variable entre 1,3 y 1,7 m que embebían a dos vigas armadas metálicas de sección doble T.

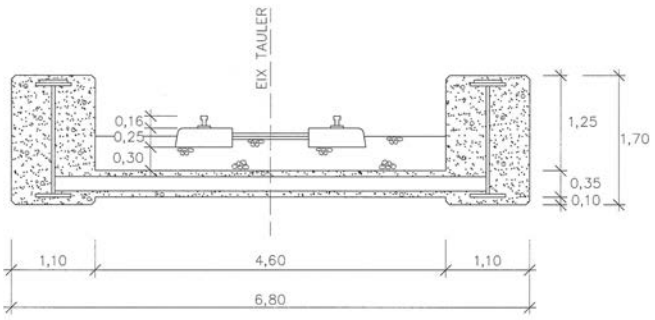


Figura 3. Sección en pila.

La losa del tablero está reforzada con perfiles metálicos transversales soldados a las vigas armadas longitudinales, constituyendo una estructura mixta tanto longitudinal como transversalmente. La losa del tablero no se enrasó con la cara inferior de las vigas longitudinales con el fin de realzar dichas vigas como elementos resistentes de la estructura.

La estructura metálica embebida en el hormigón permitió reducir el canto de la losa del tablero y de las propias vigas principales permitiendo una esbeltez de la estructura de 1/14 en pilas y estribos y de 1/18 en centro vano. La transición de cantos es lineal en una longitud de 1,75 m.

El gálibo horizontal entre las dos vigas es de 4,6 m, y su intereje de 5,7 m. La anchura de las vigas es de 1,1 m.

Las vigas longitudinales de la estructura metálica consisten, tal y como ya se ha comentado, en dos vigas armadas de sección doble T cuya altura se ajusta a la geometría de la viga de hormigón, variando entre 1.120 y 1.540 mm. La anchura del ala inferior es de 450 mm, mientras que la del ala superior varía entre 300 y 450 mm.

El espesor del alma se mantiene constante de 30 mm en todo el tablero. El espesor del ala inferior es de 30 mm suplementando una platabanda de 350 mm de anchura y 25 mm de espesor en centro vano. Por su parte el ala superior tiene un espesor constante de 35 mm, a la que también se añade una platabanda en la zona de pilas de 350 mm de anchura y 25 mm de espesor. La estructura metálica transversal está constituida por perfiles HEB-220 con un intereje de 1,0 m que se sueldan al alma de la viga principal. En la zona de estribos la estructura metálica se remata con dos perfiles HEB-220 empresillados que debido al esviaje del tablero reciben los perfiles transversales.



Figura 4. Vista inferior del tablero.

La conexión acero-hormigón se garantiza mediante pernos conectadores tanto en el ala inferior como en la superior.

El hormigón utilizado para el tablero fue del tipo HA-40, resultando un espesor equivalente de 70 cm (0,7 m^3/m^2).

El acero estructural de las vigas principales fue el S355, mientras que para los perfiles laminados transversales de la losa inferior se utilizó acero S275.

La cuantía de acero estructural referida al volumen de hormigón del tablero es de 313 kg/m^3 (220 kg/m^2 si se refiere a la superficie de tablero), de los cuales un 70 % corresponde a las vigas principales.

La cuantía de armadura pasiva B500S es de 208 kg/m^3 (147 kg/m^2). El tablero descansa en estribos sobre dos apoyos de neopreno zunchado de 400 x 500 x 99 mm situados bajo las

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

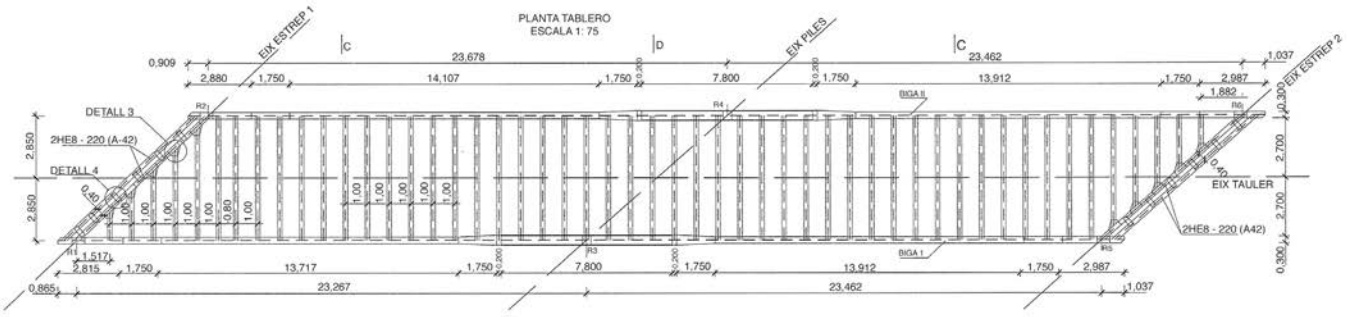


Figura 5. Planta estructura metálica.

vigas principales. En los fustes de la pila central se han dispuesto neoprenos circulares de 750 mm de diámetro y 70 mm de altura.

3.1.1. Modelización de la estructura

El cálculo del tablero se abordó mediante una modelización de la misma con elementos finitos bidimensionales y elementos tipo barra.

Las dos vigas principales se modelizaron mediante elementos tipo barra con las características geomecánicas de la viga mixta homogeneizada según la naturaleza de las acciones, y cuya directriz seguía los centros de gravedad de la viga real. Estos elementos barra se conectaban a la losa inferior mediante barras verticales de rigidez 'infinita'. Por su parte la losa inferior de hormigón se modelizó con elementos finitos bidimensionales, a la vez que los perfiles metálicos transversales se modelizaban mediante elementos barra con un intereje de 2 m solidariamente unidos a los elementos finitos en los nodos, pudiéndose obtener de esta forma la respuesta de la estructura frente a fenómenos de retracción y fluencia, tanto en los elementos metálicos como en la losa de hormigón.

3.2. Pila

La pila consiste en dos fustes circulares independientes de 1,0 m de diámetro y 5,15 m de altura cimentados sobre un módulo de pantalla de 2,75 m de anchura y 1,0 m de espesor. Esta solución permitió la construcción de la cimentación de la pila y del propio fuste sin afectar al servicio de la línea de ferrocarril, al situarse bajo las vigas principales fuera de la franja de servicio del ferrocarril y detrás del estribo 2 existente. En realidad se construyeron cuatro fustes, dos correspondientes al tablero en construcción y dos en la ubicación del futuro tablero y sobre los cuales se realizó la construcción del tablero para su posterior ripado. Estos dos fustes se demolieron una vez finalizado el ripado del tablero.



Figura 6. Armadura del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Las pantallas tienen una longitud de 21 m atravesando un primer nivel de gravas con arenas de 6 m de potencia y un segundo nivel en margas arcillosas.

El hormigón utilizado fue HA-25. La cuantía de acero en el fuste es de 255 kg/m^3, y en la pantalla de 180 kg/m^3.

3.3. Estribos

En el estribo 1 (estribo lado Parets del Vallès) se adoptó inicialmente la solución de pantallas paralelas a la N-152 a ambos lados de la vía cuya construcción se podía realizar sin afectar al tráfico ferroviario, sobre las cuales se colocó una viga prefabricada en obra de hormigón armado que constituía el cargadero sobre el que descansa el tablero, creando una estructura tipo pórtico de dintel prefabricado. En este estribo se mantuvo el paramento de mampostería del estribo existente entre las pantallas y bajo la viga cargadero. Esta viga, de 11,86 m de longitud, presenta una sección resistente rectangular de 1,0 m de canto y 0,8 m de espesor, de la cual sobresale el murete de guarda. El retranqueo de las aletas existentes permitía la construcción de la pantalla lado Barcelona sin tener que demolerla, por lo que dicha pantalla no estaba sujeta a empujes del terreno. En el lado Vic se demolió la aleta ya que se debía construir el nuevo estribo para la construcción del tablero.

3.3.1. Incidencias durante la construcción del estribo 1

Durante la ejecución de las pantallas del estribo 1 contiguas al estribo existente se produjeron desprendimientos en la excavación de las pantallas que obligaron a rellenar de nuevo la excavación para no comprometer la estabilidad del estribo de mampostería. La pantallas del estribo 2 y de las pilas se pudieron ejecutar sin ningún problema.

Ante la imposibilidad pues de ejecutar las pantallas más próximas al estribo 1 se optó por cimentar el muro del estribo mediante dos filas de pilotes hincados, cuya disposición no debía afectar al tráfico de la N-152, lo que limitó su separación a un máximo de 1,2 m. Esta solución se adoptó al estimarse inicialmente como la solución de menor plazo, ya que se disponía de un 'stock' de 19 pilotes hexagonales de 17,5 cm de lado (pilotes tipo KRONSA-800).

En el lado sur (lado Barcelona), dado el esviaje del tablero y la existencia de la aleta del estibo de mampostería, el estribo no soportaba el empuje de tierras del trasdós, por lo que se dispuso una fila de tres pilotes bajo el eje de apoyos del estribo y otra fila con tres pilotes más a 1,2 m hacia la calzada, los cuales se empotraban en un encepado rectangular de 2,3 x 3,55 m y 1,0 m de canto. El muro, de 2,5 m de anchura, que sustituía a la pantalla prevista inicialmente, se empotraba excéntricamente sobre este encepado.

En el lado norte (lado Vic), el paramento del estribo debía soportar tanto el empuje de las tierras como las cargas del tablero, por lo que las dos filas de pilotes hincados se mostraban insuficientes para resistir el flector de la base del muro del estribo (únicamente se disponía de 13 pilotes). Ante esta situación se optó por disponer una rótula en la base del muro materializada con una banda de neopreno de 450 mm de anchura y 1,5 mm de altura encajada en una hendidura a tal efecto en el encepado que presentaba unas dimensiones de 1,7 m de anchura y 1,2 m de altura. El paramento del estribo se sujetó mediante flejes horizontales a modo de tierra armada, de forma que los pilotes resistían los esfuerzos verticales, y los flejes los empujes horizontales de tierras y las reacciones horizontales transmitidas por el tablero.

Se dispusieron de esta forma 13 pilotes hincados (una fila de 7 pilotes y otra de 6 colocados al tresbolillo) con un intereje de 30 cm.

Con este nuevo planteamiento se hincaron los pilotes aunque con resultados poco satisfactorios, ya que las desviaciones que se produjeron durante la hinca fueron muy importantes, con una desviación media de 7,5 cm y un máximo de 21 cm. Las profundidades de hinca variaron entre 4,8 y 10,85 m penetrando la práctica totalidad de los pilotes en las marga arcillosa. Dada la escasa separación entre las dos filas de pilotes, esta excentricidad adicional (los pilotes se desplazaron mayoritariamente hacia el lado tierras) incrementaba los esfuerzos en los pilotes hasta valores inadmisibles al introducirse una flexión sobre el encepado por excentricidad de la carga vertical transmitida por el tablero.

Ante este nuevo percance se optó por ejecutar columnas de jet-grouting de 50 cm de diámetro y 7 m de longitud, armadas con perfiles HEB-120. En el lado Barcelona se realizaron 6 columnas de jet-grouting, mientras que en lado Vic se realizaron 7 columnas de jet, las cuales trabajan conjuntamente con los pilotes hincados al solidarizarse mediante el encepado.

3.4. Ripado del tablero

La solución adoptada para el estribo 2 es conceptualmente la misma, aunque la viga cargadero se ejecutó in situ mediante una excavación en zanja bajo la vía. Esta solución no se pudo adoptar en el estribo 1, ya que requería la demolición de la coronación del estribo existente.

En el estribo 2, el paramento entre las pantallas y bajo la viga cargadero, al situarse en el terraplén, se realizó posteriormente al ripado del tablero, a medida que se realizaba la excavación de las tierras.

Las aletas se plantearon también con pantallas hasta la cota del terreno, recreciéndolas mediante un paramento de hormigón armado convencional.

Las vigas cargadero se colocaron, una vez desmontada la vía y retirado el balasto, tras la demolición de la coronación del estribo de mampostería existente, y se solidarizó a las pantallas mediante cuatro barras roscadas de 32 mm de diámetro en cada apoyo tesadas a 32 t. Entre la viga y las pantallas se interpuso un mortero autonivelante de fraguado rápido que garantizaba un perfecto contacto entre ambos elementos.

El ripado del tablero fue realizado con éxito por la empresa LASTRA en el plazo previsto de 10 horas, en agosto de 1995.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

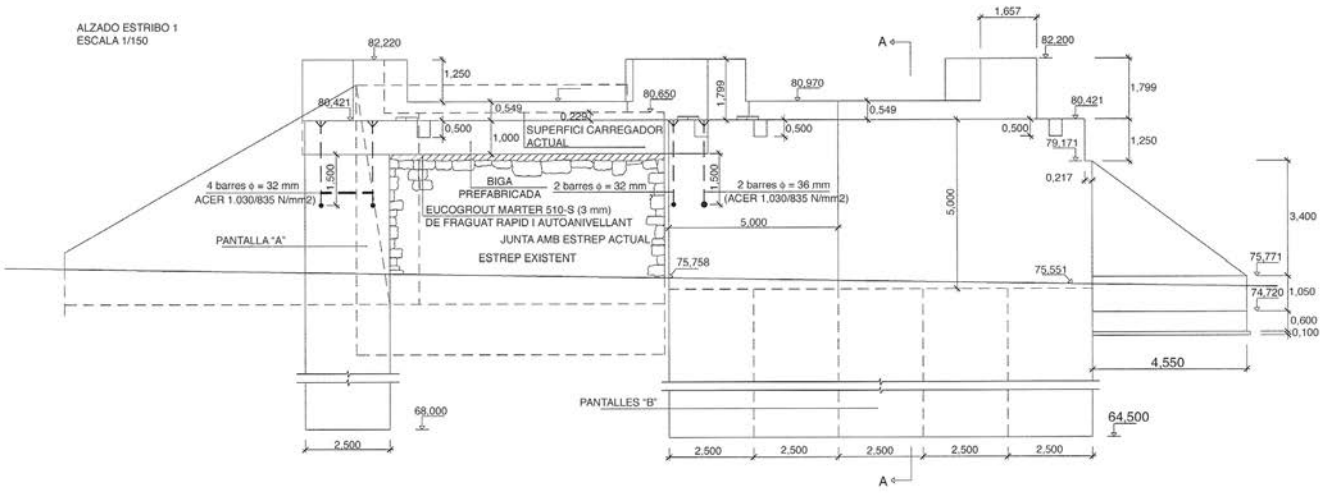


Figura 7. Alzado estribo 1.

En este plazo las operaciones que se realizaron fueron las siguientes:

– Desmontaje de vía y catenaria y retirada del balasto.

– Demolición del estribo 2 existente y excavación de las tierras entre este estribo y el nuevo estribo 2.

– Descabezado del cargadero y la coronación del estribo 1 existente.

– Colocación de las vigas cargadero y anclaje de las mismas en las pantallas o muros mediante barras roscadas.

– Ripado del tablero.

– Colocación del balasto, vía y catenaria

El ripado del tablero se realizó sobre guías ubicadas en los cargaderos de los estribos y sobre una estructura metálica provisional situada a ambos lados de los fustes de la pila.

Para el levantamiento y posterior descenso del tablero se dispusieron gatos verticales en unos cajeados previstos a tal efecto en el cargadero de los estribos. El peso del tablero era de 588 t.

3.5. Superestructura

Tal y como se ha comentado anteriormente la traviesa descansa sobre el balasto con un espesor mínimo bajo ésta de 30 cm, resultando un desnivel entre la superficie del balasto y la cara superior de las vigas principales de 0,43 en centro vano y de 0,83 m en pila. El balasto se dispone horizontal sin escalón lateral al estar limitado por las vigas longitudinales, considerándose en este caso de aplicación el gálibo horizontal de 4,6 m fijado por RENFE para puentes sin balasto. No obstante se consideró oportuno disponer una barandilla sobre la viga principal de hormigón que permitiese en casos excepcionales el paso de personas. Esta barandilla ha consistido en dos cables de acero soportados por unos montantes verticales metálicos



Figura 8. Fotografía del estribo 1 antes de colocar el revestimiento.

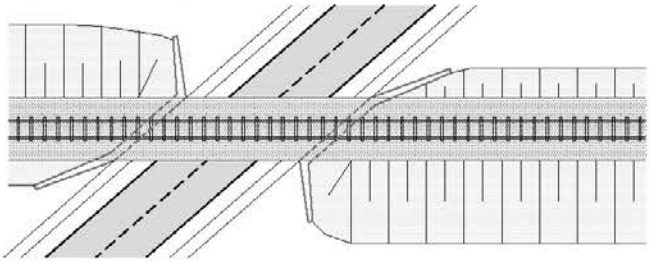


Figura 9. Montaje de la viga cargadero del estribo1.

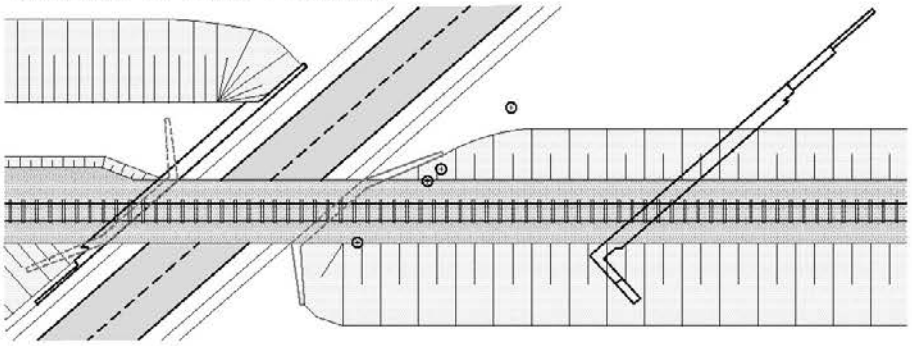
Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

PROCESO CONSTRUCTIVO

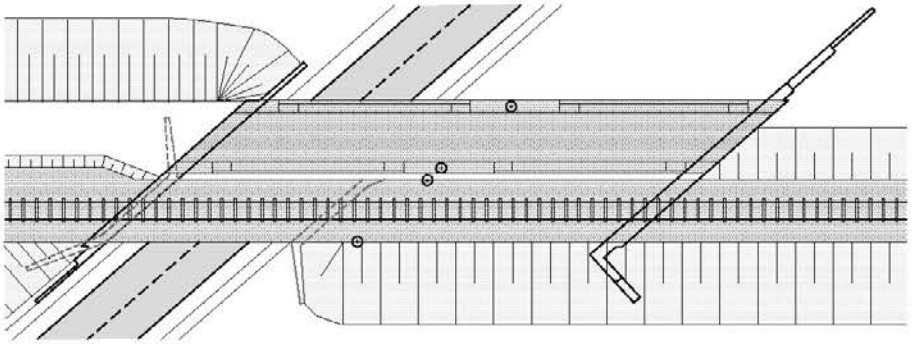
SITUACIÓN INICIAL



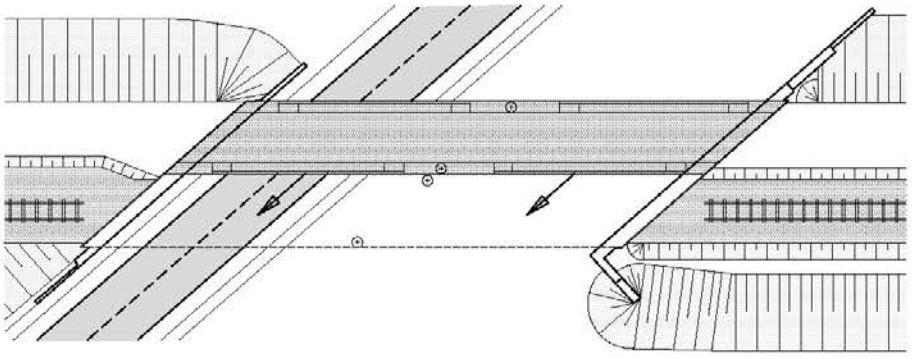
EJECUCIÓN DE PILAS Y ESTRIBOS



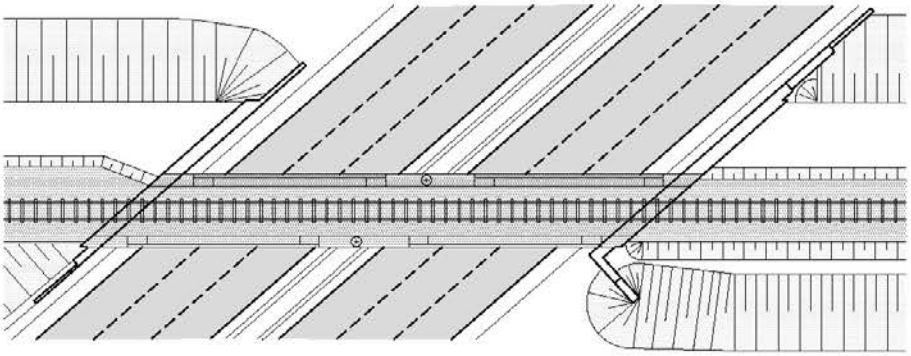
CONSTRUCCIÓN DEL TABLERO



DEMOLICIÓN PUENTE EXISTENTE Y RIPADO DEL TABLERO



SITUACIÓN FINAL



Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

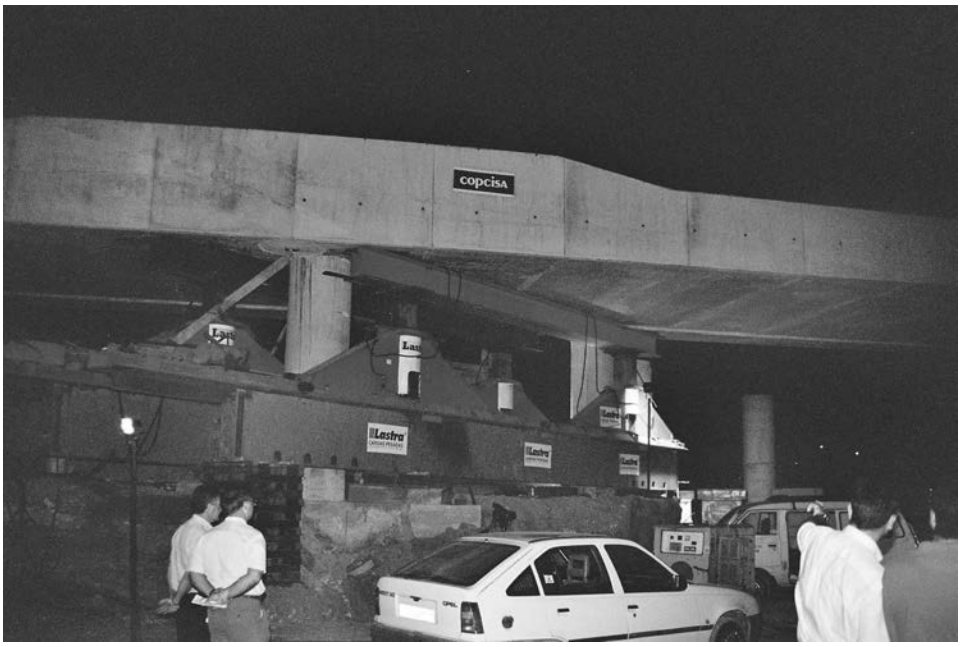


Figura 10. Ripado del tablero.

que hacen que dicha barandilla sea apenas perceptible, no alterando la esbeltez de la estructura.

3.6. Pruebas de carga

La prueba de carga de la estructura se realizó con dos máquinas de RENFE de la serie 250 de 124 t de peso cada una en octubre de 1.996.

Se realizó una prueba estática, una prueba de frenado y una prueba dinámica.

En la prueba estática se analizaron dos situaciones de carga. En la primera se colocó una sola máquina en el centro del vano 2, mientras que en la segunda se colocó una máquina en cada vano, obteniéndose esfuerzos del orden del 30 % de la sobrecarga máxima de cálculo. Se controlaron las flechas en las dos vigas longitudinales en el centro de cada vano mediante flexímetros digitales y analógicos, disponiéndose por tanto dos medidas en cada punto. Las flechas medidas difirieron de los valores teóricos de cálculo entre un 2 y un 25% según la situación de carga y el punto de medida con diferencias máximas del orden de 1 mm, si bien también se observaron diferencias de hasta 0,5 mm entre los flexímetros analógicos y digitales.

La prueba de frenado consistió en el frenado de las dos máquinas justo cuando empezaban a entrar en el puente, con



Figura 11. Vista de la superestructura

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 12. Vista lateral del tablero con la barandilla.

una velocidad de llegada de 60 km/h. Se midió el desplazamiento horizontal en la junta del tablero que resultó ser de 1,7 mm frente a los 1,88 mm calculados.

Finalmente se realizó la prueba de carga dinámica que consistió en hacer pasar las dos máquinas a 65 km/h y medir las flechas en los mismos cuatro puntos de la prueba estática.

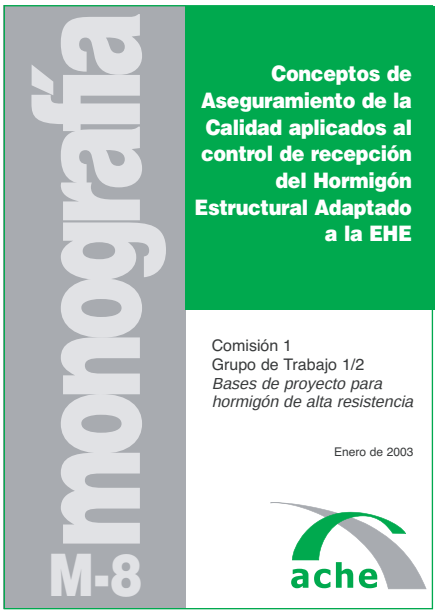


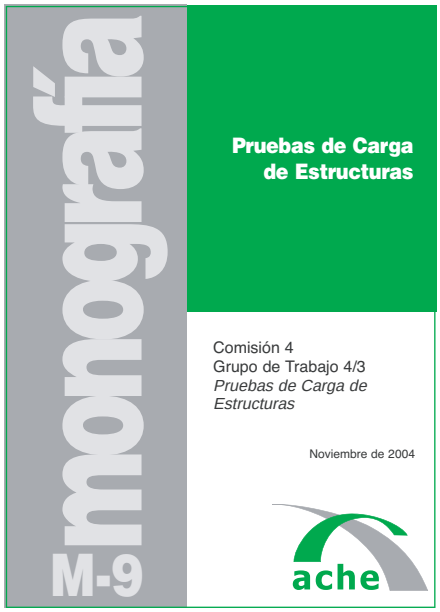
Figura13. Vista general de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

ache

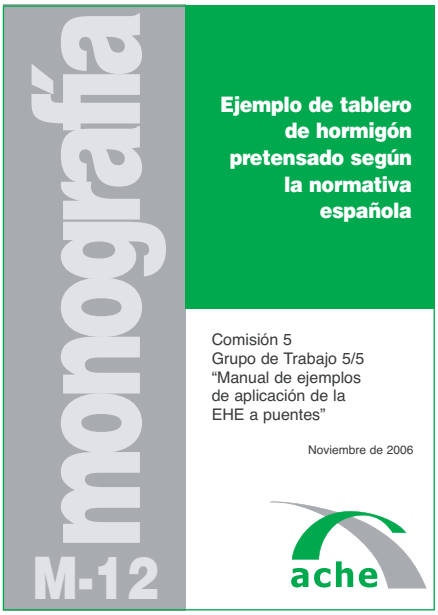
ÚLTIMAS MONOGRAFÍAS PUBLICADAS











Véase listado de monografías publicadas y formulario de petición de publicaciones en páginas 100 y 101 de este mismo número

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Jornada Técnica Anual de Ache 2007

El pasado 24 de mayo se celebró en la Sala Agustín de Betancourt del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, la Jornada Técnica y Asamblea Anual de 2007 de nuestra Asociación.



Este año el tema elegido para la Jornada fue "Últimas tendencias y realizaciones de puentes atirantados", justificado, entre otros motivos, por los grandes puentes atirantados que se están construyendo en el mundo, y también en nuestro país, con el inicio de las obras del Nuevo Puente sobre la Bahía de Cádiz por parte de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

En la Sesión de Apertura participaron el Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, D. Edelmiro Rúa, que siempre nos acoge cálidamente; el Presidente de Ache, D. José Mª de Villar, y el Subdirector General Adjunto de Proyectos de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, D. José Antonio Hinojosa, que pronunció seguidamente la primera conferencia de la Jornada sobre los Puentes atirantados del Ministerio de Fomento y, más en detalle, sobre el Nuevo Puente sobre la Bahía de Cádiz, una obra magnífica que está llamada a convertirse en otro hito de nuestra ingeniería.

Tras la conferencia de D. José Antonio Hinojosa, a quien desde estas líneas queremos felicitar, además de agradecerle su participación y estrecha colaboración, tomó la palabra D. Javier Manterola que, como siempre, nos regaló una lección magistral. Fue un verdadero placer poder recorrer de su mano parte del camino que él ya ha andado en el terreno de los puentes atirantados, que nos transmitió con la ilusión de siempre, y por el que esperamos poder continuar caminando en un futuro próximo



J. Manterola



J.A. Hinojosa

Como saben, entre las labores que nuestra Asociación afronta con un interés especial destacan aquéllas ligadas a la investigación, el desarrollo pre-normativo, y su divulgación entre la comunidad científica dedicada a la ingeniería estructural. Es por ello muy gratificante haber podido presentar, coincidiendo con la Jornada, una nueva publicación como el Manual de Tirantes[1]. Este libro será sin duda una referencia en nuestro país para la tecnología de los tirantes, en la actualidad y en un futuro próximo.
En la presentación del Manual intervinieron D. José Emilio Herrero, como coordinador del grupo de trabajo, D. Florencio del Pozo, que lo impulsó y actuó como supervisor, y los responsables de las tres áreas en las que se dividió el contenido del Manual: D. Manuel Burón, en Sistemas de tirantes, D. Miguel Ángel Astiz, en diseño y cálculo, y D. Joan Ramón Casas, en los aspectos relativos a durabilidad,

[1] En este mismo número 244 de Hormigón y Acero, en su página 97 el lector puede encontrar una reseña específica sobre este Manual.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

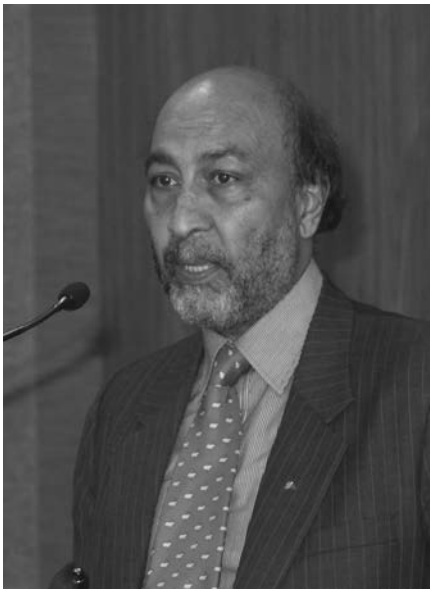




Klaus Falbe-Hansen

inspección y mantenimiento. Queremos hacer llegar el agradecimiento de Ache, no solo a los que han intervenido durante esta Jornada en la presentación del libro, sino también a todos los demás asociados que han trabajado, mucho y siempre desinteresadamente, para que este manual esté hoy en nuestras manos. Agradecimiento que hacemos extensivo a nuestro Colegio, pues siempre encontramos su ayuda para esta colección que editamos conjuntamente.

Un agradecimiento muy especial también para Klaus Falbe-Hansen y Naeem Hussain que atendieron con tanta amabilidad nuestra solicitud para participar en esta jornada. En sus conferencias sobre los puentes de Oresund, Stonecutters, Shenzhen Western Corridor e Incheon, que abarcaron tanto la fase de proyecto como la de construcción, demostraron su gran conocimiento y experiencia en puentes atirantados, que en el caso de Stonecutter traspasa la frontera de los 1000 m de luz. Fue un verdadero placer compartir la jornada con estos excelentes profesionales.



Naeem Hussain

Tuvimos también ocasión de recordar a dos compañeros: Rafael Buzón y Pedro Jiménez Montoya, que junto a Manuel Martín Antón, que participó en la ceremonia de entrega de los premios, han sido los galardonados como Miembros Honoríficos de nuestra asociación por sus excelentes trayectorias profesionales en el ámbito del hormigón estructural[2].

Para finalizar, desde Ache, queremos agradecer muy sinceramente la colaboración de todos los que han hecho posible la realización de esta Jornada que, esperamos, haya resultado del interés de los asistentes[3].

Luis Miguel Viartola Laborda
Presidente del Comité de Eventos de Ache

[2] En la página 93 de este mismo número 244 de Hormigón y Acero se incluye una reseña más detallada de este acto.

[3] Precisamente por el interés generado por las conferencias impartidas y dado que su difusión quedó limitada a las personas que pudieron asistir personalmente a la Jornada, el Consejo de Ache, en su reunión del pasado 31 de mayo de 2007, ha acordado reeditar las conferencias que integraron el volumen distribuido entre los asistentes, con todos los textos en español. Esta nueva edición será distribuida entre todos los miembros de Ache de forma gratuita.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Entrega de distinciones a los nuevos Miembros Honoríficos de ACHE



Durante la Jornada Técnica Anual "Últimas Tendencias y Realizaciones de Puentes Atirantados", que se celebró el pasado 24 de mayo en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, se entregaron los títulos acreditativos correspondientes a los nuevos Miembros Honoríficos de nuestra asociación, nombrados en la Asamblea anual de 2006. Este galardón se concedió a:

D. Rafael Buzón Castillo

D. Pedro Jiménez Montoya

D. Manuel Martín Antón

El Presidente de ACHE, Sr. de Villar Luengo, abrió el acto lamentando que el estricto cumplimiento de los estatutos de la Asociación hubiera retrasado excesivamente el acto de entrega de estos galardones y sintiendo profundamente que, como consecuencia de ello, no pudieran estar presentes dos de los distinguidos por haber fallecido recientemente. El Sr. Calavera Ruiz dirigió el acto e hizo una breve semblanza de la vida profesional de los premiados, dedicando unas palabras muy afectuosas a cada uno de ellos. A continuación, el Sr. de Villar Luengo, hizo entrega de cada una de las placas conmemorativas junto con un diploma acreditativo a los galardonados o sus representantes.

Rafael Buzón Castillo, recientemente fallecido, inició su carrera profesional en la Oficina Técnica de Huarte y Compañía a las órdenes de D. Carlos Fernández Casado, a quien estuvo ligado toda su vida. En 1957, junto a otros dos compañeros creó la ingeniería OTEP Internacional y la hizo crecer hasta lo que es hoy en día. Será, sin duda, recordado por su faceta de calculista y proyectista de estructuras.



Recogió el galardón su hija Virginia que, muy emocionada, agradeció en nombre de su padre la distinción.

Pedro Jiménez Montoya, que falleció el último día del pasado mes de diciembre, era Doctor Ingeniero de Construcción y Licenciado en Ciencias Exactas, habiendo alcanzado el grado de Coronel en el Cuerpo de Ingenieros de Armamento y Construcción.

Dedicó su vida profesional a la docencia y la investigación, desarrollando trabajos relacionados con los métodos de cálculo del hormigón estructural. A comienzos de los años 60 publicó la primera edición de su famoso tratado sobre Hormigón Armado, siendo autor en solitario de un magnífico libro que ha servido de formación para la mayoría de los técnicos de habla hispana dedicados al campo del hormigón. A partir de la 7ª edición el tratado sobre Hormigón Armado ha venido siendo actualizado

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



por el Profesor Jiménez Montoya en colaboración con los Profesores Meseguer y Morán, Doctores Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, hasta llegar a la edición nº 14.

Recogió la distinción su viuda, Doña Luisa, que visiblemente emocionada, agradeció al Sr. Calavera las palabras tan cariñosas que le había dedicado a su marido.

Manuel Martín Antón es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y pertenece al Cuerpo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Estado. Actualmente es el Presidente del Consejo de Obras Públicas y, de entre sus muchos méritos, cabe destacar que desde el año 1999 al 2004 fue *Director General del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)*, y que desde 1988 y durante 11 años dio un impulso fundamental a la Comisión Permanente del Hormigón, de la que fue Presidente.



Para cerrar el acto, el Sr. Martín Antón, tomó la palabra para agradecer a los asistentes, en nombre de los otros dos galardonados y en el suyo propio, la distinción recibida. A continuación se transcriben las palabras de agradecimiento pronunciadas por el Sr. Martín Antón:



Buenos días,

En todo acto de homenaje o entrega de distinciones es costumbre que, si son varios los homenajeados, sea solo uno de ellos el que tome la palabra para expresar el agradecimiento de todos. Y el elegido para tal menester, salvo casos excepcionales, es el más adecuado, bien por su especial representatividad, bien por razón de edad, bien por su verbo fácil o por otra cualidad propia indiscutible y significativa.

A mí, en consecuencia, no me hubiera correspondido pronunciar estas palabras. Rafael Buzón Castillo y Pedro Jiménez Montoya, cualquiera de ellos, lo deberían haber hecho por méritos propios. Pero las circunstancias, tristes circunstancias, me obligan a hacerlo a mí y lo haré, desde el respeto y el recuerdo a sus personas y desde el reconocimiento a su extraordinario trabajo en el ámbito del hormigón estructural.

Doy, por tanto, las gracias a la Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural (ACHE) en nombre de Rafael Buzón, por la concesión del galardón de Miembro Honorífico de la Asociación. Bien que merecido, añado yo, por los méritos que, sucinta y precisamente, ha glosado hace unos breves momentos, el Profesor Calavera. Rafael fue un ingeniero versátil, de una

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

valía extensamente reconocida, especialmente en su faceta de calculista y proyectista, por la que será recordado y hoy es recompensado por aquellos que le conocieron y tuvieron la suerte de compartir con él muchos momentos y la pasión por el hormigón estructural.

Gracias, también, en nombre de Pedro Jiménez Montoya en quien recaen no menores merecimientos para la distinción que se le otorga. Navegando en Internet, me encontré, no hace mucho, una página web que se autodenominaba "Colaborador destacado", en la que los interesados podían plantear toda clase de preguntas con el fin de que fueran contestadas por el resto de los "navegantes" y, una vez recibidas éstas, las respuestas, se elegía a la mejor de ellas. A alguien, vaya usted a saber por qué, se le ocurrió preguntar: "¿quién fue Pedro Jiménez Montoya?", y la mejor respuesta, de entre las que recibió, fue tan simple y precisa como ésta: "Pedro Jiménez Montoya, importante ingeniero y profesor de ingeniería, nació en Baza (Granada) y escribió uno de los mejores libros sobre hormigón armado que existe…", y yo añadiría: "…. que existe… en el mundo". Pedro siempre será recordado por su humanidad y por su obra, y su libro, universalmente conocido como "el Jiménez Montoya", ocupará un lugar preferente y permanente en todas las bibliotecas técnicas.

También yo, en el tercer lugar que me corresponde, quiero dar las gracias a ACHE por la distinción que se me concede y que entiendo que es fruto, más que de otra cosa, de la recíproca amistad que mantengo con muchos, diría que con casi todos, los miembros de la Asociación. Recibo el galardón de Miembro Honorífico de ACHE y permitidme y perdonadme que lo haga a título compartido, porque creo que, de alguna manera, se distingue en mi persona a la Comisión Permanente del Hormigón, Órgano del que me honra el haber sido su Presidente desde el año 1988 hasta 1999.

A la, en mi opinión, necesaria e ineludible tarea de promover y elaborar la normativa técnica estatal sobre el hormigón estructural dediqué pues, entre otras cosas, once años de mi vida profesional.

Aun recuerdo mis primeras reuniones presidiendo la Comisión, con la asistencia y participación de José Antonio Torroja, Florencio del Pozo (padre) y Ramón del Cuvillo, entre otros. Todos ellos habían sido profesores míos, precisamente en las materias de hormigón y de estructuras, y, para evitar inquietudes iniciales en nuestras primeras horas de trabajo compartido, les dije, abiertamente y sin tapujos, que me habían aprobado a la primera… Yo creo que esto… ayudó bastante…a que todo fuera sobre ruedas.

Eran mis primeros años 40 de vida y recuerdo que mi buen amigo el Profesor Calavera me comentó, con total cordialidad y con ocasión de un viaje a Dubrovnik donde, si no recuerdo mal, se celebraba la Asamblea del entonces CEB, que "era un Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón muy joven". Ya ves, Pepe, que, desde entonces a estas fechas, el tiempo ha corregido, muy a mi pesar, aquella condición mía que, en todo caso, estaba perfectamente compensada con la veteranía y capacidad de quienes colaboraban conmigo.

A estos comienzos sucedieron años muy gratos y prolíficos en los que vieron la luz multitud de reglamentaciones, en el campo del hormigón estructural, años que culminaron con la EHE-98, aún en vigor (aunque, creo, que por poco tiempo).

No menos entusiasta que la labor de elaboración de las reglamentaciones técnicas lo fue la tarea de divulgarlas. Multitud de ciudades de la geografía peninsular como Madrid, Barcelona, Sevilla, Valencia, Bilbao, Granada, A Coruña, Pamplona, Santiago, Cáceres y otras muchas más vieron llegar, cada vez que se aprobaba una reglamentación, a un conjunto de voceros propagandistas, entre los que siempre se encontraban muchos especialistas miembros de ACHE, que les anunciaban las buenas nuevas en la técnica del hormigón.

Durante todo ese período, durante esos once años, se sucedieron multitudes de anécdotas y pasajes que enriquecieron grandemente mi experiencia personal.

Para realizar esa tarea conté con la cualificada y total entrega de un conjunto de personas que no voy a tratar de enumerar porque el temor a olvidarme de alguno frena mi impulso inicial de mencionarles. Esos profesionales sí que merecen el calificativo de galácticos, pero galácticos de verdad.

Gracias a todos ellos, miembros y colaboradores de la Comisión Permanente del Hormigón, gracias por vuestro esfuerzo y amistad y gracias por lograr hacer del hormigón estructural parte importante y gratificante de mi vida profesional.

Al hormigón estructural lo defiendo y aprecio especialmente, desde entonces, sin falsos fundamentalismos y en sus justos términos, como lo que es: un elemento constructivo básico e imprescindible, en cualquier país, para el desarrollo de las infraestructuras del transporte y del agua, y de las edificaciones y, en consecuencia, del desarrollo económico, social e individual de las personas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

El hormigón es moldeable, en su proceso de formación, como las personas y, también como ellas, si las aportaciones que lo configuran son adecuadas, adquiere, rápidamente, durante su fase de crecimiento, resistencia y estabilidad y las mantiene durante una prolongada vida útil, entregando esas cualidades al servicio de los demás.

El hormigón es también belleza que merece ser reconocida por los ciudadanos y protegida por los Poderes públicos. Nadie puede negar la estética en la contemplación de multitud de puentes, viaductos, pasarelas e incluso en presas, canales y puertos y, naturalmente, en muchos edificios no menos atractivos.

Creo que al hormigón y a las estructuras de hormigón les debemos mucho. Y lo digo sin pasión, porque lo creo firmemente y, desde unas convicciones, en lo que se refiere a la creación de infraestructuras, profundamente impregnadas de la cultura que hoy se enmarca en lo que se denomina el "desarrollo sostenible". De manera que defiendo, como creo que la mayoría, la realización de obras, y en su caso de hormigón, solo allí y donde constituyan la solución más adecuada.

No comparto, sin embargo, aunque respeto, las ideas de esa minoritaria, pero existente, corriente que identifica a la ingeniería como una actividad que busca, únicamente, la realización de obras. Es la visión sesgada e irreal del ingeniero, únicamente, como ingeniero constructor.

Alguien, miembro de esa corriente, me espetó recientemente: "es que vosotros… los ingenieros… (supongo que se refería especialmente a los de Caminos)… lo único en que pensáis es en echar hormigón".

Confieso que no me sentó bien la que ya empieza a ser reiteración clásica de un injusto "sanbenito", y lo primero que le puntualicé, de manera tajante, es que quienes más capacitados estaban para encontrar soluciones a las demandas y necesidades de la sociedad susceptibles de resolverse a través de la ingeniería civil eran, cosa de Perogrullo, los Ingenieros de Caminos y que éstos sabían, en cada caso, buscar y hallar la solución más sostenible, contemplando, naturalmente, los aspectos ambientales. De manera que si, como él decía, había que "echar hormigón"… pues se echaba, y si no… pues no se echaba y Santas Pascuas.

Como observé que mi interlocutor retrocedía ante mis argumentos, pensé que era mi momento y continué…

Además, "echar… lo que se dice echar….el hormigón no se echa, porque eso es una ordinariez" - le dije crecido -, "el hormigón se coloca en la obra" y, le recalqué: "se coloca". Noté que puso cara de perplejidad por la acepción utilizada, que, en su interpretación actual, tal vez le introducía en el mundo de los alucinógenos, y por eso, acordándome del capítulo sobre "la puesta en obra del Hormigón", recogido tanto en mis queridos reglamentos como en el texto de Jiménez Montoya, rectifiqué, con agilidad felina, y le aclaré: "hombre, cuando te digo que el hormigón se coloca, quiero decir que el hormigón se pone en la obra" y, volví a recalcarle: "el hormigón se pone".

A partir de aquí creo que perdí todo lo que tenía ganado en la pacífica discusión con mi interlocutor, que, no sin razón, me debió tomar por un iluminado. Al menos eso translucían sus gestos y su mutismo.

Así que, para disimular mi contraproducente argumentación, derivé hacia lo jocoso y acabé admitiendo que si el hormigón, durante su manida puesta en obra, desprendía calor es porque estaba enfermo, algo así como una especie de menopausia prematura, y precisaba curarse a través de un benéfico riego con agua fría que apaciguase su elevada temperatura, y cosas por el estilo.

Así que a partir de ahora, para mi, el hormigón ni se pone, ni se coloca, se echa y punto, aunque sea una ordinariez.

No quiero entretenerles más, porque la Jornada Técnica Anual debe seguir y espera la Asamblea Ordinaria de la Asociación.

Pedro,… Rafael… supongo que me habréis escuchado y sabréis perdonar mis torpezas como portavoz del Grupo. Este ha sido un día que hemos compartido. Y esta ha sido, mira vosotros por donde y sin proponérnoslo, nuestra hora "H"…

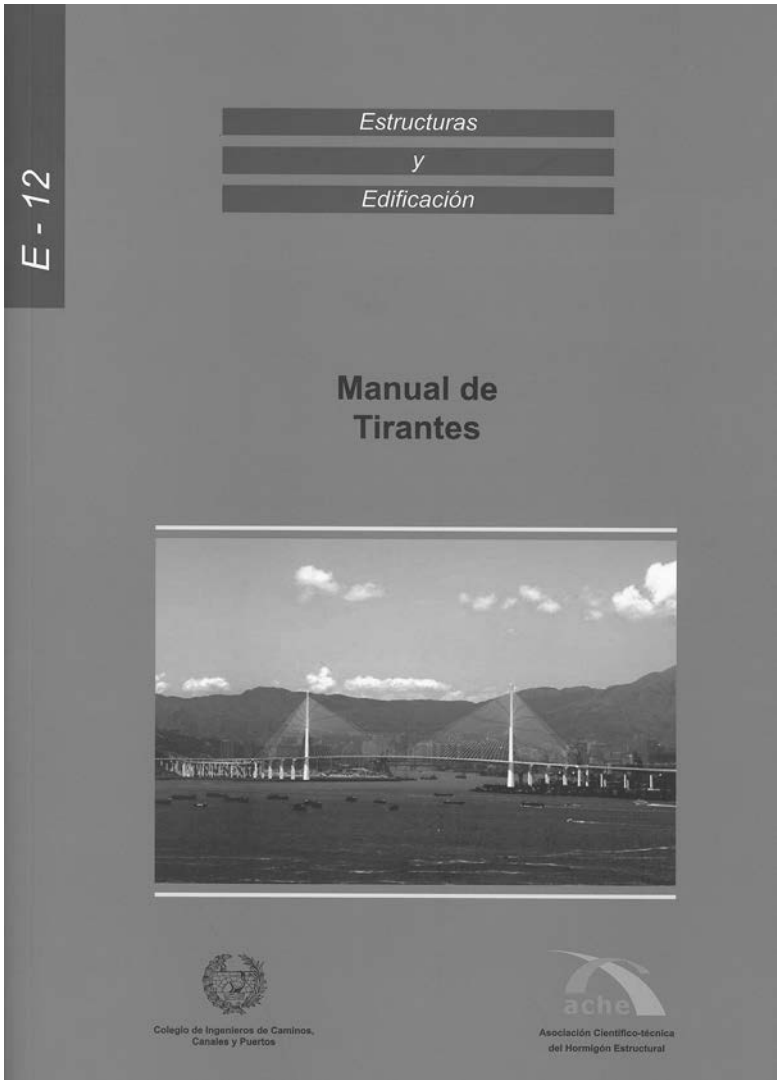
Aunque espero que más tarde que temprano, confío en que llegaremos a estar todos juntos, otra vez, allí arriba y podremos, así, tranquilamente y sin agobios, contarnos nuestras cosas y echar unas risas y, si se tercia, proyectar una cubierta de hormigón que impida que el cielo se nos caiga encima.

Muchas gracias a todos.

Conchita Lucas Serrano
Secretaria General de ACHE

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Manual de tirantes
Recomendación E-12 de ACHE y CICCP



Este Manual de Tirantes, publicado por ACHE en colaboración con el Colegio de ICCP, reúne en un sólo documento gran cantidad de información imprescindible para el ingeniero que debe enfrentarse al diseño o construcción de una estructura atirantada, que en otro caso debería recurrir a bibliografía dispersa en publicaciones internacionales. El libro aborda no sólo lo relativo a los sistemas de tirantes, sino también los aspectos de diseño, detalles, cálculo, inspección conservación y mantenimiento, con un total de 219 páginas y multitud de ilustraciones y fotografías a color.

A pesar de que en España no hay un gran número de obstáculos naturales que justifiquen grandes luces, cada vez se construyen más puentes atirantados, debido a que éstos se han extendido a las luces medias y pequeñas. Por otro lado, el tirante es un elemento estructural que tiene un comportamiento singular, no cubierto por documentos que tratan otros elementos estructurales.

Todo ello indicaba que era necesario contar con un manual que abordase este tema. El objeto fundamental a la hora de redactarlo ha sido proporcionar información y criterios para el ingeniero que aborde estas estructuras desde el punto de vista del diseño, la ejecución y el mantenimiento.

Han pasado unos siete años desde que se emprendió la tarea de redactar este manual. Cuando se creó la Comisión de Ejecución de ACHE, su Presidente propuso la redacción de un Manual de Sistemas de Tirantes. Sin embargo, muchos pensaron que el documento debía tener un alcance más ambicioso y abordar otros temas como el diseño, cálculo, conservación, etc. Al entrar dentro del ámbito de otras comisiones de ACHE, se formó un Grupo General de Trabajo (GGT) para ese fin. Tras diferentes avatares y periodos de baja actividad, se establecieron tres grupos de redacción que abordaban diferentes capítulos, todo ello coordinado por José Emilio Herrero y supervisado por Florencio del Pozo. Los grupos fueron los siguientes:

Grupo A. Sistemas de Tirantes. Coordinado por Manuel Burón. En el que han estado representados los diferentes sistemas de tirantes que se instalan en España.

Grupo B.- Diseño y cálculo. Coordinado y redactado por Miguel Ángel Astiz.

Grupo C.- Durabilidad, inspección y mantenimiento. Coordinado por Joan Ramon Casas.

En la recta final se ha contado además con los comentarios de Ana Ruiz Terán y el trabajo de Carlos Bajo en la composición y revisión final del documento

El comportamiento singular de los tirantes está presente a lo largo de todo el documento. Entre los diferentes asuntos tratados están:

- Todo lo relativo a los sistemas de tirantes, el tesado, los anclajes, los tipos de cables, y su instalación, se encuentra en el **capítulo 2** ***Sistemas de tirantes e instalación***. Al final del capítulo se da un cuadro con medidas y espacios necesarios para el tesado, compatibles con cualquier sistema de tirantes. Esto es especialmente útil para la fase de diseño en la que todavía no está elegido el sistema a emplear.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

- En el mismo capítulo se encuentran los sistemas de protección contra la corrosión. Además de describirse las diferentes combinaciones de protecciones posibles, se recomienda un sistema como el más adecuado y el que ha sido mejor contrastado por la experiencia.

- En el **capítulo 3** ***Detalles de proyecto*** se aborda el diseño de detalles para transmitir las fuerzas de los tirantes a la estructura, dando las soluciones más habituales en función del tipo de anclaje utilizado.

- El tirante tiene una escasa rigidez a flexión, lo que supone unas particularidades desde el punto de vista de su comportamiento elástico y dinámico, que se abordan en el **capítulo 4** ***Cálculo***.

- La fuerza de un tirante tiene una parte activa y una pasiva. Esta particularidad repercute en las consideraciones de las bases de cálculo, lo cual requiere un tratamiento especial. Esto se trata en el capítulo 4.

- Al tratarse de un elemento metálico, deben tenerse en cuenta los aspectos de inspección, durabilidad, y mantenimiento, que se contemplan en el **capítulo 5** ***Durabilidad, inspección y mantenimiento***. En este sentido, hay que destacar la gran fiabilidad que tienen los sistemas de protección usados hoy en día, que han sido contrastados con la experiencia de muchos años. En cualquier caso, como toda gran estructura debe contar con planes de mantenimiento que fijen las condiciones de inspección.

- Respecto a la fatiga, a lo largo de los últimos años los sistemas de tirantes han desarrollado una tecnología que dota al conjunto de unas capacidades frente a la fatiga comprobables mediante ensayos. Todo ello se encuentra tratado en el capítulo 2, por lo que el ámbito de aplicación de este capítulo es el que viene avalado por esa experiencia y, por tanto, incluye a los cables y barras de acero de alto límite elástico, con variaciones de tensión de hasta 160 MPa.

- En el capítulo 4 se dan recomendaciones para el cálculo a fatiga. Además, respecto a la comprobación de la tensión máxima del tirante en servicio, se dan recomendaciones que elevan esa tensión máxima permitida cuando las variaciones de tensiones que sufre el tirante son más pequeñas (como ocurre en los puentes con pretensado extradorsal o con pretensado exterior).



Hoy en día la técnica de sistemas de tirantes puede considerarse madura, así como las líneas generales del diseño de este tipo de puentes. Sin embargo, consideramos que el documento es un buen punto de partida para abordar la discusión de algunas cuestiones sobre las que no se ha alcanzado un consenso en la sociedad científica, como por ejemplo, algunos aspectos de las bases de cálculo. Por otra parte, hay fenómenos aún no bien conocidos, como algunos comportamientos dinámicos de los cables en relación a las acciones de viento. Todo ello es un atractivo estímulo para la investigación y discusión en el futuro.

Tras anunciarse que la Jornada Técnica de ACHE del 2007 trataría sobre puentes atirantados, se impuso la tarea de la finalización de este libro para que fuera entregado a los participantes en la misma.

Finalmente, hay que agradecer el esfuerzo realizado por todos los miembros del GGT, para la redacción de este documento que viene a llenar un vacío y atender una necesidad.

José Emilio Herrero Beneítez
Coordinador del Grupo General de Trabajo

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Hormigón y acero

últimos números publicados



ache

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

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar
Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo ..... Empresa .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

Datos de Facturación

Nombre completo ..... Empresa ..... CIF/NIF .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

¿ Es miembro de ACHE ? ☐

Forma de pago:

- ○ Cheque nominal a nombre de ACHE
- ○ Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61	.....
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51	.....
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51	.....
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22	.....
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02	.....
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02	.....
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51	.....
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77	.....
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51	.....
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03	.....
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidraúlicas	7,81	5,86	.....
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02	.....
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02	.....
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21	.....
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21	.....
B-18	El fenómeno de *tensión-stiffening* en las estructuras mixtas	6,01	4,51	.....
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25	.....
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02	.....
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02	.....
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02	.....
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76	.....
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02	.....
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08	.....
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93	.....
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03	.....
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04	.....
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00	.....
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00	.....
	Comunicaciones al 1er Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25	.....
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00	.....
E-11	Diseño y utilización de Cimbras	26,25	21,00	.....
E-12	Manutal de Tirantes	42,00	34,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03	.....
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05	.....
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75	.....
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03	.....
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54	.....
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23	.....
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00	.....
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00	.....
M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03	.....
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03	.....
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03	.....
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64	.....
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03	.....
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00	.....
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00	.....
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00	.....
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00	.....
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,63	20,50	.....
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	25,63	20,50	.....
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	25,63	20,50	.....

TESIS DOCTORALES

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02	.....
Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02	.....
El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03	.....
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03	.....
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03	.....
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03	.....
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03	.....
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03	.....
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03	.....
Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03	.....
Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03	.....
Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03	.....
Comportamiento estructural y criteros de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03	.....
Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03	.....
Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03	.....
Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03	.....
Shear Strength of Reinforced High-Strengh Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03	.....
Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03	.....
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	27,33	20,50	.....

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista Nº	24,00	20,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

JUNIO 2007

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero	**GT1/1** Recomendaciones para el proyecto de losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez Hernández Vicepresidente: Honorino Ortega Valencia	**GT2/1** Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón autocompacto	Luis Pablo González Torijano
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüí
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	**GT3/2** Hormigonado no convencional	Fernando Hué García
	GT3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	José Antonio del Rosario
	GT3/6 Ejecución de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	**GT4/1** Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Ángel Aparicio Bengoechea Secretario: Concepción Velando Cabañas	**GT5/1** Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres Peiretti

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etcétera.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa, que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Sólo podrá solicitarse la publicación de artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4 PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

   En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

   – Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas según la estructura indicada en el apartado 5.8.

3. Texto de la contribución (**sin figuras**) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución es la siguiente:

– PARA ENVÍOS POSTALES:

Revista *Hormigón y Acero*
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria
28040 - Madrid

– PARA ENVÍOS POR CORREO ELECTRÓNICO:

info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 15.000 palabras ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. FORMATO DEL TEXTO

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 ó 18 cm. de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (*1*); la O y el cero (0): la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

a) Referencias a artículos publicados en revistas:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de Publicación", que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión, ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del Articulo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro peatonal ecepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

3. **Miembro colectivo**. Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro Menor de 30 años**- Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.

6. **Miembro Estudiante**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas de edad igual o menor que 30 años, admitiéndose también en esta categoría a los doctorandos en disfrute de una beca que hubiesen rebasado dicho límite de edad. Tiene los mismos derechos que el miembro persona, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre.....

NIF ..... Calle .....

Ciudad ..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax ..... E-mail .....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años) ..... (20 €)

☐ Menor de 30 ..... (40 €)

☐ Personal ..... (80 €)

☐ Colectivo ..... (187 €)

☐ Protector ..... (337 €)

☐ Patrocinador ..... (675 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de .....

Agencia.....

Calle .....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma .....

Datos de la cuenta bancaria

Titular .....

NIF .....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control .....

Número cuenta .....

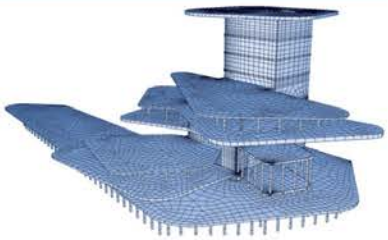
Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

SOFiSTiK AKTIENGESELLSCHAFT

SOFiSTiK

Programa de Cálculo y Análisis de Elementos Finitos

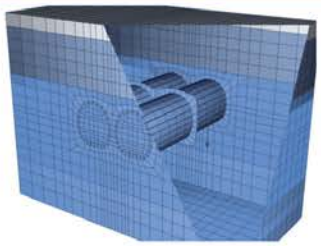
Proyecto de estructuras de edificación



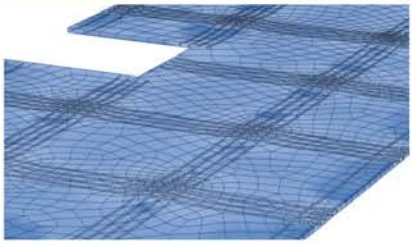
Proyecto de puentes



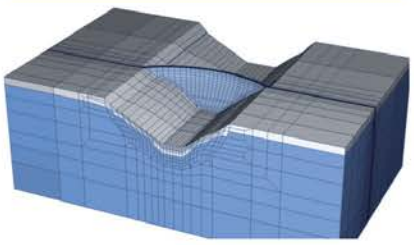
Ingeniería de túneles



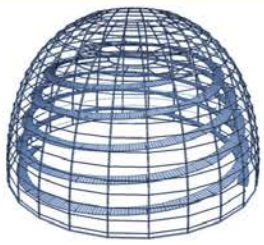
Hormigón pretensado y postesado



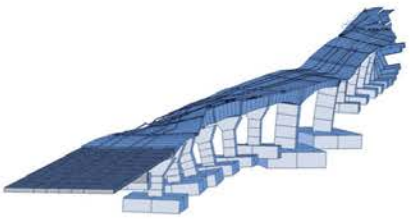
Geotécnica



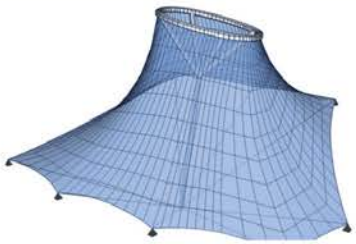
Proyecto de estructuras metálicas



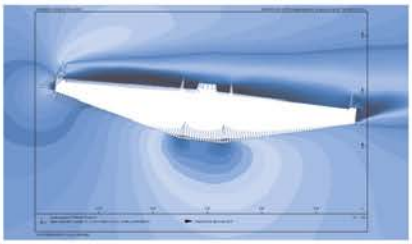
Efectos dinámicos



Estructuras de tela



Dinámica de fluidos



www.sofistik.com
sofistik@calter.es

CALTER ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ **N.I.F.:** G-28813442

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026