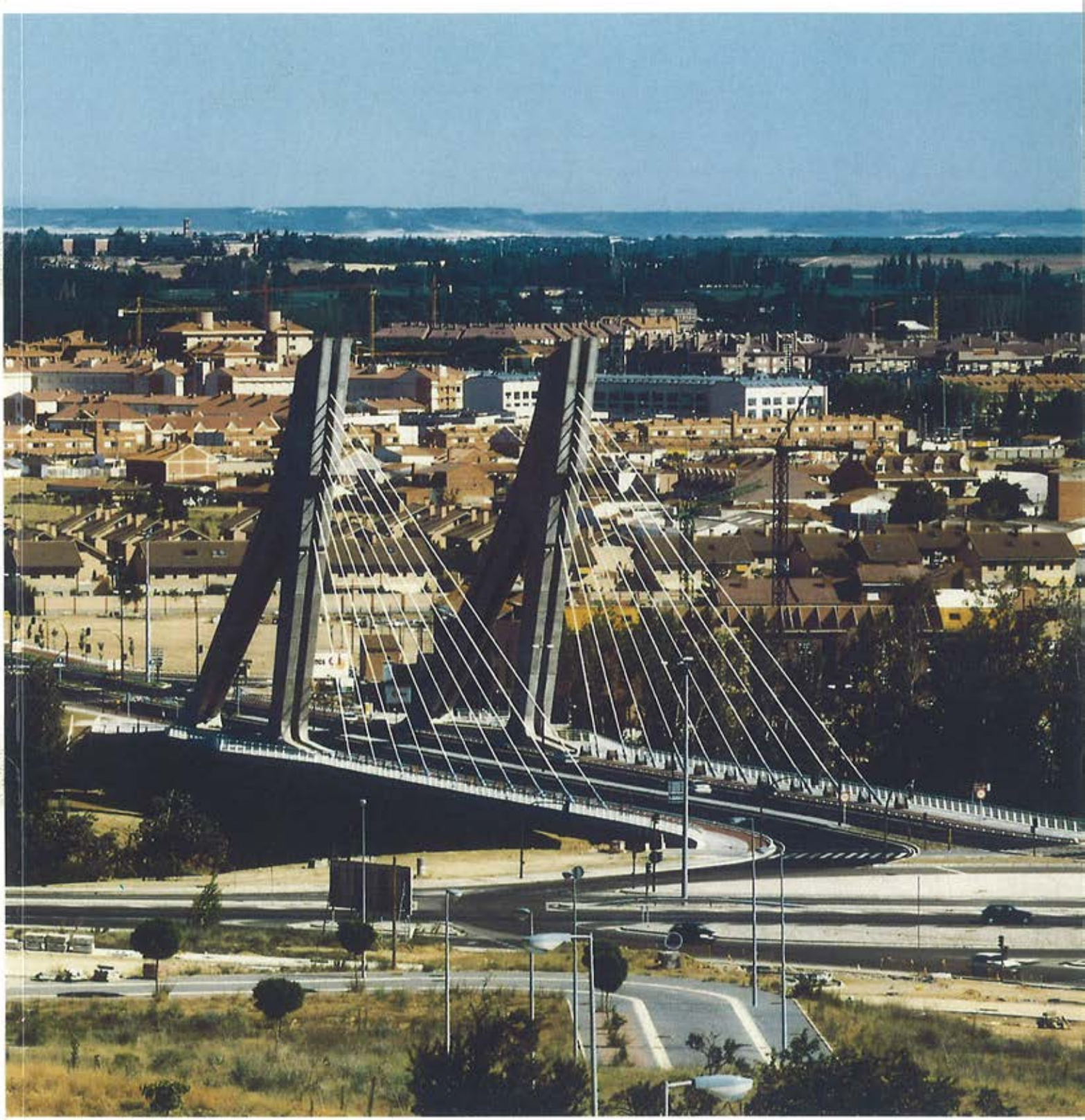
HORMIGÓN y acero

nº 214

Cuarto trimestre de 1999



ache
GEHO - ATEP

Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

MIEMBROS 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 los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

ANEFHOP.–Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.

CALIDAD SIDERÚRGICA.–Castelló, 128. 28006 Madrid.

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.

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

CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.–Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leoia (Guipúzcoa).

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.–Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.

CYPE INGENIEROS, S.A.–Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

ESTEYCO, S.A..–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.–Acanto, 22. 28045 Madrid.

FUNDACIÓN LABEIN.–Cuesta de Elabeaga, 16. 48013 Bilbao.

ICCE.–Alcalá, 135-2º. 28009 Madrid.

IECA.–José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.

INTEICO.–Serrano, 85. 28006 Madrid.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.–Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INTEMAC.–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

MIEMBROS PROTECTORES

ALVI, S.A.–Orense, 10. 28020 Madrid.

ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.–Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.

CEMENTOS MOLINS, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Foto de portada: El puente de Hispanoamérica sobre el río Pisuerga en Valladolid

HORMIGÓN y acero

índice

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

REALIZACIONES DE PUENTES

El puente de Hispanoamérica sobre el río Pisuerga en Valladolid . . . 3-34
Hispanoamérica bridge over the river Pisuerga in Valladolid (Spain)
J.J. Arenas de Pablo

Pararela peatonal, en Alicante 37-40
Pedrestrian bridge, at Alicante
J.A. Llombart y J. Revoltós

Nuevo puente sobre el río Tormes en Salamanca 41-57
New bridge over river Tormes in Salamanca
F. Millanes y J. Pascual

El puente n.º 3 sobre la carretera N-II del distribuidor regional del este, Alcalá de Henares, Madrid 59-67
Bridge n.º 3 over N-II, Alcalá de Henares (Madrid)
S.P.-Fadón, J.E. Herrero y C. Bajo

Puente sobre el río Miño en la autovía VI, Lugo, Galicia 69-74
River Miño bridge, A-6 highway, Lugo, Galicia
S.P.-Fadón y J.E. Herrero

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Comportamiento mecánico del hormigón de recubrimiento frente a los productos de corrosión de las armaduras 75-83
Mechanical bahavior of the cover concrete relationed to the formation of reinforcement corrosion products
O. Cascudo y P. Helene

Modelo de comportamiento diferido del hormigón: Estudio comparativo 85-91
Long term behaviour models for concrete: comparative analysis
A.J. Madrid y J.M. Arrieta

Un método para la determinación analítica de la distribución de probabilidad de los estimadores de la EHE 93-102
An analitycal method to determine the probability distribution of statistics used in EHE
M. Fernández y E. Moreno

Daños estructurales producidos por el terremoto de Kocaeli, Turquía, del 17 de agosto de 1999 103-121
Structural damages produced by the Kocaeli earthquake, Turkey, August, 17th 1999
A.H. Barbat y O. Cardona

NORMATIVA

Eurocódigo 2: Los documentos nacionales de aplicación 123-130
Eurocode 2: National application documents
J.M. Arrieta, A.J. Madrid y C. Velando

INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO, REPARACIONES Y REFUERZOS

Conclusiones de los ensayos realizados en el "Viaducto sobre el río Tajo" en la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla. Consideraciones para el proyecto de obras de paso en FF.CC de alta velocidad 131-140
Conclusions about test in "Viaduct over Tajo River" of Madrid-Seville high speed railway line. Considerations about design of railway bridges in high speed lines.
R. Álvarez, J. Díaz, C. Moreno, J. Santos y F. Santos Olalla

RINCÓN DE ACHE

Comisión 2 "Materiales» 141-142

EDITAN:

ache
GEHO - ATEP
Declarada de utilidad pública con fecha 4 -3- 77

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.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
APARICIO BENGOECHEA, Ángel C.

Miembros del comité:
ARRIETA TORREALBA, José M.ª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
GONZÁLEZ VALLE, Enrique
JÓDAR MARTÍNEZ, Juan
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José Mª de

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:
Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Tel. y Fax 91 766 07 03
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Producciones Meeting Point
c/ Núñez de Balboa, 96 - MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

PUENTES PREFABRICADOS

MADRID • BARCELONA • VALENCIA

SEVILLA • MURCIA

grupo PACADAR

Hemosilla, 57
Tel.: 91 435 49 00
Fax: 91 577 82 46
e-mail: pacadar@pacadar.es

PACADAR

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

El puente de Hispanoamérica sobre el río Pisuerga en Valladolid

Hispanoamérica bridge over the river Pisuerga in Valladolid (Spain)

Juan José Arenas de Pablo

Arenas & Asociados, Santander

RESUMEN

Este artículo describe en todos sus aspectos: de concepción básica, diseño, funcionamiento resistente, proceso constructivo en sus aspectos esenciales y valoraciones estéticas, el nuevo puente construido en Valladolid sobre el río Pisuerga para la Ronda Interior Sur de la ciudad que constituye una estructura nada convencional. No se habla en él de cálculo estructural pero sí se describen los principales mecanismos resistentes de la estructura. Se presta también atención al hormigón de altas prestaciones con el que se han ejecutado las partes esenciales. Un gran número de figuras permite seguir con precisión las ideas expuestas en el texto.

1. INTRODUCCIÓN

La Ronda Interior Sur de Valladolid es una vía urbana que ha llegado a hacerse esencial para aliviar la situación del tráfico en la capital regional de Castilla y León. Ciudad que, enmarcada por el cauce del río Pisuerga, ha crecido en dirección Norte-Sur, básicamente paralela al río, que es también la dirección en que la red de carreteras y el mismo ferrocarril se orientan. La vega del Pisuerga que se desarrolla entre Valladolid y Tordesillas compone un marco geográfico de gran belleza que está sufriendo un intenso proceso de urbanización, lo que no hace más que sobrecargar de tráfico la red viaria del sur de la ciudad.

La circunvalación construida por el Ministerio de Fomento consta de sendas rondas exteriores, al Este y al Oeste de Valladolid que sirven bien al tráfico de paso pero alivian poco al tráfico urbano. La Ronda Interior Sur es entonces una comunicación transversal que establece un circuito de cierre entre las vías, urbanas y periféricas, que se orientan hacia el Sur: Avenida de Salamanca, Camino Viejo de Simancas, Paseo de Zorrilla, y las carreteras de Rueda, Madrid y Segovia.

Es el Ayuntamiento de Valladolid el que encarga a un equipo de trazado y estructuras en el año 1990 el proyecto completo de la Ronda Interior Sur. Proyecto que entregamos en 1992 y cuya construcción no se activa hasta 1996. Tal proyecto se subdivide a efectos de construcción en dos partes, de las que la primera fase incluye el puente sobre el río Pisuerga. Y en esa fecha, la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León plantea un concurso con variantes en lo

SUMMARY

This paper describes the basic conception, the design, the structural behavior, the constructive process and the aesthetic results of the new bridge built at the Spanish city of Valladolid over the Pisuerga river for an urban ring-road that constitutes a rather special structure. The paper doesn't deal directly with structural analysis but the main resistant mechanisms of the bridge are carefully detailed. Attention is also paid to the high performance concrete that we have used for the main structural members. A large number of figures allow the reader to follow the ideas exposed in the text.

1. INTRODUCTION

The South urban Ring of Valladolid has become essential in order to alleviate traffic in the regional capital of Castilla-León. This is a city that has grown in direction North South, parallel to the river. The valley of the Pisuerga River, between Valladolid and Tordesillas, composes a beautiful area undergoing a strong process of development with the corresponding increase of traffic in the south of the city.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

The outer belt, built by the Spanish Public Works Ministry, includes two lateral highways that improve the circulation for long distance traffic, but not so much in terms of urban traffic. The internal South Ring constitutes then a transverse link, which connects all the North-South oriented streets and roads.

The Valladolid City Council commissioned the project of the South Ring, including the bridge over the Pisuerga River. We delivered it in 1992 and until 1996 its construction didn't begin. The regional Government of Castilla-León lunched in this date a contest accepting alternative designs to the basic solution. But its final decision was to adjudge the work, precisely the basic design of the bridge, to a team of contractors composed by Ferrovial and Zarzuela. At the same time, the Author of this paper was commissioned to act as Director of construction.

2. *THE BUILT BRIDGE*

With small changes that we will comment later, the built bridge is very close to the initial design. Figure 1 shows the elevation, the transverse cross-section and the plan of the bridge. As one may see, the bridge constitutes an asymmetrical cable stayed structure with a main span of 120 meter and a lateral span in the left bank of 36 m length that finishes against a massive counterweight. We understand that this is not a classic stayed bridge, not only because its inclined masts but also because, instead of backstays, we have disposed inclined ties of prestressed concrete that, with the masts and the anchorage heads, compose true triangular frames that anchor the set of stays.

The asymmetry of the bridge arises from the topography of the site. In the left bank, where new urban development is taking place, the transverse slope of the valley is gentle and there is enough room for placing the counterweight and the lateral span. In the right bank, there is a stiff slope and the highway to Tordesillas and Salamanca runs immediate to the river. So, we decided to place the system of counterweight and lateral frames in the left river bank, where they are comfortably installed and where the new urban districts will enjoy the aesthetic values of the new bridge.

The transverse cross-section shows the rather unusual width of this bridge: The deck's width of 31 meters include a double two-lane road, with a central separation band and two lateral pedestrian and cyclists walkways. We decided then to dispose two suspension planes of stays in the center of each lateral band that allowed us to physically separate the pedestrians from the cyclists.

que se refiere al puente, aunque obligando a todos los licitantes a ofertar la solución base. Cuyo resultado es adjudicar la obra a la unión temporal formada por las empresas Ferrovial y Zarzuela y, precisamente, a la solución base.

En paralelo con ello, y rompiendo una norma habitual, esa Consejería encarga al autor de este artículo de la misma Dirección de Obra, que supone una responsabilidad muy superior a la mera asistencia técnica y que, por supuesto, permite una toma continua de decisiones que mejoran el Proyecto.

2. EL SENTIDO DE LA OBRA CONSTRUIDA

El puente realmente construido es casi el mismo que se proyectó en 1992. Con algunos cambios que se refieren tanto a la geometría de la obra como al proceso constructivo y que comentaremos al explicar el proyecto construido, aprovechando para reflexionar sobre lo que esos cambios significan.

La Figura 1 muestra el alzado, la sección transversal y la planta del puente. Como puede verse se trata de una estructura atirantada, asimétrica, con un vano principal de 120 metros que salva el cauce y un vano lateral de 36 metros a levantar en la margen izquierda del río (para entendernos, lado ciudad) que se remata en un fuerte contrapeso final. Se

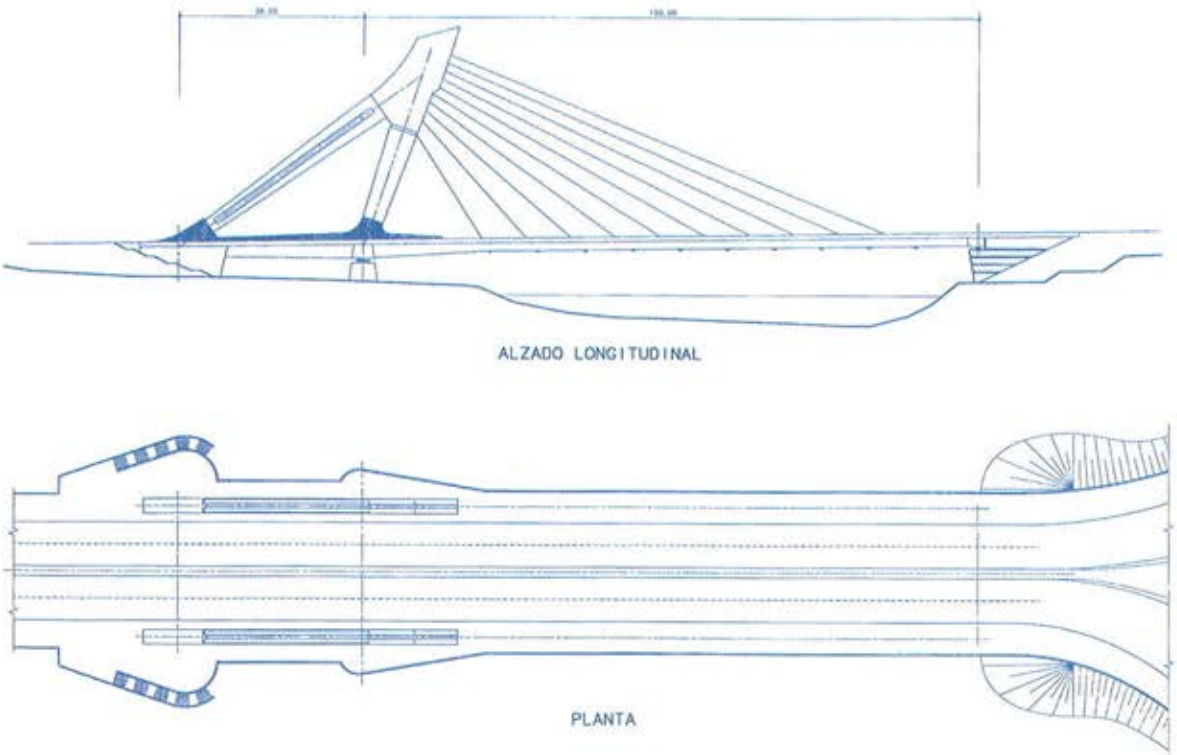


Figura 1: Geometría general del puente.
Figure 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

descubre también que no estamos ante un atirantado clásico, no sólo por disponer de mástiles inclinados hacia el agua sino, sobre todo, porque en vez de tirantes de contrarresto, hemos planteado tirantes de hormigón pretensado que, junto al mástil y la cabeza configuran unos auténticos pórticos triangulares, como piezas de anclaje de cada mazo de tirantes.

La asimetría del puente viene obligada por la topografía y el uso del suelo. Así como en la margen izquierda del río, que es la propiamente urbanizada, existe una margen de suave pendiente y hay espacio sobrado para alojar el tramo lateral y el contrapeso, en la derecha, donde la antigua carretera a Tordesillas y Salamanca discurre inmediata al cauce, no es posible instalar más que un apoyo final de la estructura. Lo que nos lleva a concebir el contrapeso y todo el sistema de pórticos elevados en la margen donde el Valladolid Sur se está desarrollando, lo que desde el punto de vista de encaje urbanístico parece adecuado.

La sección transversal muestra que estamos ante un tablero que, tal como pidió el Ayuntamiento vallisoletano, ofrece una anchura poco usual (31 metros) que aloja una doble calzada de vehículos con mediana central, más bandas laterales que incluyen aceras peatonales y pistas de ciclistas. Lo que nos llevó a proponer sendos planos de atirantamiento colocados en el centro de cada banda peatonal.

En su conjunto, puede verse que estamos ante una concepción de puente que desea no pasar desapercibido, por no usar el calificativo emblemático. Tal fue, desde luego, el deseo del Ayuntamiento. Pero tengo la impresión de que, evitando escudarme en esa voluntad municipal, sería bueno reflexionar en voz alta como proyectista sobre el sentimiento global que me produce la obra terminada. Porque el del límite admisible en la monumentalidad de los puentes constituye un debate muy actual, al menos en las charlas de café entre ingenieros.

¡Qué duda cabe de que un tablero continuo, con un par de pilas en el agua, vanos de 40 metros, y, por ejemplo, solución mixta evitando cimbras, hubiera permitido resolver el problema a un costo inferior! En ese caso, Valladolid dispondría de una infraestructura de transporte que podría ofrecer total dignidad y limpieza estructural pero que no compondría una pieza urbana del porte y significado de la que se ha construido. Decidir si tal sobrecoste vale o no la pena no es tarea fácil. Porque ¿cuál es el valor intangible de una obra hermosa levantada en un entorno urbano o en un paisaje abierto? ¿Cuánta riqueza puede esa obra producir en cuanto a integración cívica y en cuanto a elevación de la exigencia de calidad en todo lo que se construya en su entorno? ¿Y en valores educativos y culturales? Son cuestiones de imposible cuantificación, pero no por ello menos reales y ciertas. La decisión de embarcarse en una estructura singular, o no, es al final política y por ello es a las administraciones públicas a las que, representando los intereses de los ciudadanos, compete tomar en cada caso, como en el caso de este puente ha ocurrido, la decisión oportuna.

Sin embargo sí que hay algo que pienso que resulta de la total responsabilidad del ingeniero y es concebir puentes que, con mayor o menor porte, ofrezcan la máxima eficiencia estructural y la más completa limpieza geométrica y, resultado de todo ello, manifiesten con claridad al exterior su funcionamiento resistente. O sea, parece que nuestra obligación es plantear estructuras que huyan de barroquismos inútiles o que, simplemente, eviten la búsqueda del alarde por sí mismo. Con todo lo difícil que resulta dar normas generales, juzgar casos concretos no lo es tanto: La primera mirada a un proyecto nos descubre sin dificultad si estamos ante una estructura concebida con limpieza y eficiencia o si nos hallamos ante una construcción rebuscada, ante formas caprichosas y nada lógicas o, simplemente, ante una estructura en la que se han despreciado mecanismos resistentes de máxima eficiencia para apelar a otros más espectaculares, y, por ello, inútilmente costosos. Constataremos incluso si se trata de un puente que disimula o que no manifiesta con claridad su funcionamiento resistente.

La mejor y más general síntesis que el autor de este artículo es capaz de hacer sobre esta debatida cuestión es preguntarse siempre si la pretendida belleza de la construcción nace de su misma eficiencia resistente. O si, por el contrario, esos efectos estéticos se logran al margen de esa eficiencia o, incluso, en casos extremos, yendo descaradamente contra ella. Proyectos los últimos que pueden ser calificados de espectaculares y que hasta pueden resultar bellos pero que, al menos para quien escribe, no pueden ser considerados ingeniería, o al menos buena ingeniería.

Pues bien, el puente que voy a describir en este artículo ha tratado de mantenerse en la más pura ortodoxia de eficiencia resistente. Ejemplos de ello son:

- Los tirantes oblicuos de hormigón pretensado que reemplazan a los cables

One can see that this bridge has been designed with the aim of composing an outstanding urban construction. This was, of course, the will of the City Council. But, as a responsible designer, I should think aloud on the overall feeling that the finished bridge produces on me. Because the debate on the limits in the monumentality of bridges is now very live, at least as a private chat between engineers.

There is no doubt that a more elementary structure, with a couple of piers in the water, with a deck of perhaps composite construction, would solve the problem of crossing the river with a lower cost. In such a case, Valladolid would have a transport infrastructure, plenty of structural dignity, but without the visual and cultural values of the really built bridge. Deciding if the extra cost of the bridge is or not worthwhile is not an easy task. Because, which is the intangible value of a beautiful urban construction? How much richness can this construction create in the plane of civic integration and even in increasing the urban quality standards? What about if we look at education and cultural values? These are points of impossible numerical evaluation but, not for this, least true. One understands that the decision of building one or another type of bridge is finally a political one that must be taken by the political representatives.

But, in any case, the designer is fully responsible for conceiving a bridge that suppose maximum structural efficiency and the most absolute geometrical clarity. This will lead, as a result, to externally manifest its internal resistant mechanisms. It seems to me that we should not propose structures with any baroque ornaments or structures that, because are impressive, constitute a pure and straight show. General rules seem, of course, difficult to establish. But in particular cases, this principle allows us to distinguish easily among what is more or less acceptable and what, from the point of view of an engineer, constitute unacceptable solutions. Our first sight at a bridge project will tell us if we are in front of a structure of logical shapes or before a fancy bridge. We will distinguish between structures conceived with pureness and efficiency or before a bridge where the designer has rejected mechanisms of maximum efficiency in order to call for more flashy and outstanding shapes that, because of that, are unnecessary expen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

sive. We will also understand if this bridge disguises or hides its true internal mechanisms.

The best and most concise synthesis that the Author is able to propose about this debated question consists in asking us in front of a beautiful bridge if its beauty comes from its very structural efficiency. Or, in the contrary, if such quality of beauty is wholly independent of the structural quality. And there are extreme cases where the beauty of the bridge is derived from a blatant opposition to the structural efficiency. These constitute examples that, however spectacular can't be considered in the Author's opinion good bridges. Or, at least, good engineer's bridges.

We think that the bridge here described has tried to maintain the purest resistant orthodoxy. Because:

- *The inclined concrete ties are more efficient than the set of backstays in order to horizontally tie the head of the pylon. As a result of its higher axial stiffness, the positive bending moment and the vertical movement of the main span girders under live load is reduced to 1/5 of its original values.*
- *The deck of the main span, which is the cause of the unbalance that demands an end counterweight, has been designed with a maximum lightness. This is done composing this deck with a system of border's girders, transverse steel truss and longitudinal and transverse steel girders that support precast concrete slabs with a thickness of only 180 mm.*
- *The transverse flexure between suspension plans placed 25,30 meter apart is really important. In front of this, transverse steel trusses compose the most economic solution.*
- *The transverse cross-sections of the pylons and inclined ties include deep grooves on its external faces that are fully adequate to the efforts they must resist. These are not fancy shapes however they can be agreeable to look.*
- *The counterweight includes external shapes carefully treated. But its volume respond to the necessary stability of the structure.*

3 THE FOUNDATION GROUND

In the left bank of the river there is a first layer composed of fillers and clays of up to 2 meters in depth, another layer of gravels in a sandy matrix of about 5 meters and indefinite strata of compound miocene. Because there is freatic level at a scarce depth, and because the importance of the vertical loads to be transmitted, as much at the intermediate piers as under the final counterweight, it has been necessary to rely on a deep foundation, with bored piles of 180 cm in diameter embedded in the miocene.

On the other hand, the foundation of the final abutment at the right riverbank, where the deck's loads are minimal, has been solved by means of a direct footing over the miocenic strata.

4. THE STRUCTURAL IDEA OF THE BRIDGE

4.1. General Organization

Figure 2 shows a typical traverse cross-section of the bridge at the main span. Where we may see:

1. Both border-girders, with a trapezoidal box section, and wide lateral cantilevers. The transverse span between axial planes of such border girders reaches 25,30 meters.

2. On the left riverbank and under each border-girder there is a corresponding support pile. As it may be seen through the axial nerve, the axis of the piles (and of the two bearing plates) aren't coincident with that of the axis of the girders. Due to the torsional load that the girder transmits to the pier, we decided to center its global vertical reaction in the centerpoint between the two bearing plates. Achieving thus an equal reaction for both of them at the permanent state.

3. The width of the lateral cantilever, used as walkway, is not constant along the bridge, since it widens around the basement of the mast.

4. The traverse steel trusses, embedded in both border-girders, are separated 9 meters in the longitudinal direction. The border-girder torsional rotation at each node must be the same than the flexural rotation undergone by the end cross-section of the corresponding transverse truss. Obviously, because the girder is torsionally fixed at the pier and at the abutments, the flexural rotation of the traverse steel trusses is lesser the closer they are to such piers. Therefore, at mid-point of the longitudinal span, the rotation of the trusses is at its maximum.

5. Looking again at the cross-section of the deck, there is a longitudinal steel girder connected at each superior joint of the transverse truss, which constitute continuous beams with a typical span of

de contrarresto son mucho más eficaces que ellos a la hora de amarrar en horizontal a la cabeza del mástil. Como consecuencia de su mayor rigidez axil respecto de los cables desnudos, tanto los flectores positivos como la flecha en el centro del vano central en la situación de máxima sobrecarga actuante se reducen a la quinta parte.

- La ligereza máxima que posee el vano principal, que es el que crea el desequilibrio que requiere la presencia de un contrapeso final, al plantearse un tablero muy estructurado con un sistema de nervios de borde, y cerchas, largueros y travesaños de acero, que dan apoyo a una losa de hormigón de sólo 18 cm. de grueso.
- La flexión transversal entre planos de suspensión, que distan entre sí 25 metros, adquiere una importancia considerable. Frente a ella, hemos planteado cerchas de acero de canto variable y gran ligereza que resisten esa flexión con notable economía.
- Las secciones transversales de mástiles y tirantes oblicuos, con rehundidos profundos en sus caras, resultan del todo adecuadas a los esfuerzos que han de resistir. No son, por tanto, formas caprichosas, aunque resulten gratas a la vista.
- La forma del contrapeso final con una volumetría muy cuidada responde en el fondo a la necesidad de asegurar con tal volumen, y el relleno de tierras que incluye, el necesario equilibrio estático de la estructura.

3. EL SUELO DE CIMENTACIÓN

En la margen izquierda del Pisuerga hemos encontrado un suelo compuesto por una primera capa de rellenos y arcillas de hasta 2 metros de espesor, otra de gravas en matriz arenosa de unos 5 metros y estratos indefinidos de mioceno compuestos por areniscas cementadas. Dada la presencia de nivel freático a escasa profundidad y la importancia de las cargas a transmitir, para cimentar las pilas y el contrapeso final ha sido preciso recurrir a cimentación profunda, con pilotes excavados de 180 cm de diámetro, empotrados en el mioceno.

En cambio, la cimentación del muro estribo de la margen derecha, cuyas cargas del tablero son mínimas, ha podido hacerse con ayuda de agotamiento mediante zapata directa en los estratos de mioceno.

4. LA IDEA ESTRUCTURAL DEL PUENTE

4.1. Organización general

La Figura 2 muestra la sección trans-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

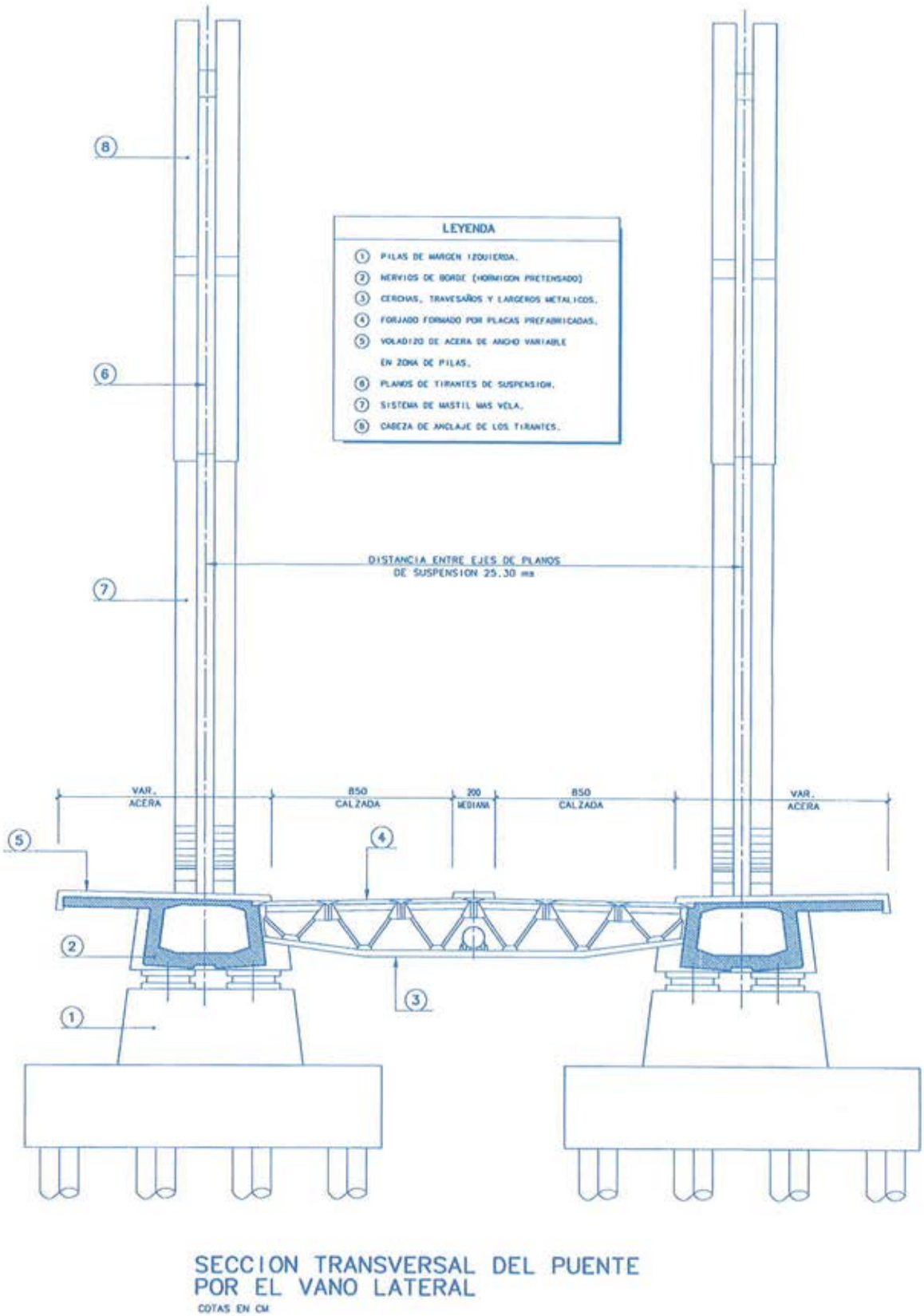


Figura 2: Sección transversal tipo.
Figure 2: Typical transverse cross-section.

versal tipo por el vano principal. En la que distinguimos:

1. Sendos nervios de borde de sección cajón trapecial, con voladizos monolíticos laterales. Los planos medios de los cuales, distanciados entre sí 25,30 metros, marcan la luz transversal del tablero.

2. Tras la sección de cada nervio de borde se muestra la correspondiente pila de apoyo en margen izquierda y se aprecia cómo el eje del nervio no coincide con el de las dos placas de apoyo en ella existentes. Tal decalaje transversal, de 30 centímetros, se plantea para,

9 meter. At the axis of the bridge, the void between the steel members of the truss is used to house a water supply pipe.

6. The axial planes of the border-girders are the suspension planes where the stays are located. These stays must

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

cross the whole depth of the box girder to be anchored under its soffit, requiring thus a local system of anchorage structure, inner to the hollow girder, that we will see further on.

4.2. The final counterweight

Figure 3 shows the geometry of the final counterweight located on the left bank. One of the aims of the bridge is to facilitate people's access to the margins of the river, which is achieved outlining curved plan stairways, contouring the walls of the counterweight. With some design principles, the shapes of the counterweight have been studied to avoid any apparent heaviness: First of all, imposing to the counterweight a wider than the deck length, with wide lateral curves that generate cylinder surfaces, what lead us to proclaim, rather than to hide, the presence and the structural need of such volume. Later, including an inclined plane under the width of the deck that improves the visual connection between it and the massive counterweight. Finally, disposing a series of horizontal deep grooves in the external surfaces of the counterweight walls that create a geometrical rythm and a textural effect that make it come alive. Furthermore, those niches contribute to accentuate the restful sensation and the sense of stability that the large volume conveys.

The counterweight is the sum of a foundation slab with a depth of 510 centimeters, where the heads of 15 bored piles of 180 cm. in diameter are embedded. A reinforced concrete system of vertical walls rises from this slab containing a granular infill sealed above by a concrete slab. Figure 4 shows a horizontal cross-section of that volume. The longitudinal walls being centered at the suspension planes. Steel inclined tendons run throughout the length of each wall, in order to allow the prestress of the corresponding external inclined concrete, that at this bridge we have named "sails".

The counterweight foundation piers undergo a maximum vertical load when the lateral span is built and the central one is yet to begin. It is clear that the larger is the tensional force in the external concrete sails, the smaller the compression load on those foundation piles will be. Therefore, their strict design corresponds to the construction state.

4.3. The left bank piers

Each intermediate pier receives from the deck a vertical reaction which reaches its pick load at a value of 120 MN, so that each one of its two bearing plates receives a load of about 60 MN. The pier, which is a solid plinth of reinforced concrete, sits on a square foundation slab, 16,70 m length, with a depth of 390 cm. Giving rise to a grid of 4x4 bored piles 180 cm diameter, spaced 450 cm along the axes (two diameters and a half). The maximum load resulting for each of them in the service conditions is about 11 MN. The required depth at which the piers are embedded in the miocene strata is of about 15 meters (8 diameters).

Figure 5 shows the above mentioned geometry. The unequal distance in the traverse direction of the bearing plates requires that the border girder is reinforced with a diaphragm projected toward the interior of the deck. This figure also shows the variable depth of the border-girder. Where a longitudinal groove at the soffit of the box girder has been provided by aesthetic reasons and in order to prepare the installation of the stay anchorages.

4.4. The triangular frames that provide the upper anchorages of the inclined stays.

As can be seen on figure 6, the frames, composed by the final counterweight, border-girder, mast and inclined concrete sail, show a formal integration which makes any attempted subdivision difficult. But, for argument sake, we will speak successively of the mast, the concrete tie (sail), the anchorage head, and the border girder. We should start by explaining why we have called "sail" to the inclined tie of prestressed concrete. This name is dificult to explain, but it comes from short of dreamt analogy between that piece and a boat sail. Once that is accepted, it simplifies the understanding of the piece.

Under the tension of the steel stays the operation of the frame is intuitive: Firstly, the horizontal component of the steel cables' pull force is balanced with a compressive force transmitted by the border girder. Under the pull force of the stays, the mast is compressed, the sail undergoes tensional internal force and the lateral border-girder of the lateral span transmits from the base of the mast to the counterweight

teniendo en cuenta la carga torsora (par de fuerzas de eje el longitudinal del puente) que el nervio transmite a la pila, centrar la reacción vertical global en el punto medio entre ambas placas y lograr que esa reacción se distribuya por igual entre ellas.

3. El ancho del voladizo lateral se acota como variable porque existe un importante sobreancho de acera en la zona del pie de mástil.

4. Las cerchas transversales empotradas en ambos nervios de borde, que se disponen con espaciamiento longitudinal de 9 metros. Dependiendo del giro torsional que el nervio de borde tome a la altura de cada cercha, éstas se hallarán más o menos empotradas a flexión en aquél. Lógicamente, las cerchas más próximas a la sección de apoyo en pila (en las que, por estar el nervio del todo empotrado a torsión, el giro torsional es nulo) se sienten más empotradas en sus arranques que las situadas en la zona media del vano principal.

5. En cada nudo superior de la cercha aparece la sección de un larguero longitudinal que constituyen vigas mixtas continuas de vanos repetidos de 9 metros de luz. El triángulo central de la misma se aprovecha para alojar una tubería de abastecimiento de agua.

6. Los planos medios de los nervios de borde son los planos de suspensión donde se establecen los pórticos de amarre y donde se disponen los tirantes. Tirantes que para anclarse bajo los nervios han de atravesar su hueco interior y, por ello, van a requerir un sistema local de tabiques de anclaje que luego se verá.

4.2. El contrapeso final

La Figura 3 muestra la geometría del contrapeso final de margen izquierda. Uno de los objetivos del puente es facilitar el acceso de la gente al borde del río, lo que se logra planteando escaleras de planta curva, contorneando las paredes del contrapeso. Las formas del contrapeso se han estudiado para evitar su pesadez aparente. Los recursos puestos en juego son una planta que desborda ampliamente al tablero (con lo que no sólo no se disimula el contrapeso sino que se pregona su presencia), con amplias curvas laterales que generan superficies cilíndricas, un plano central bajo el ancho del tablero que se hace inclinado y en resalto y, muy importante, fuertes llagas horizontales en todas las superficies de hormigón, que les dan

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

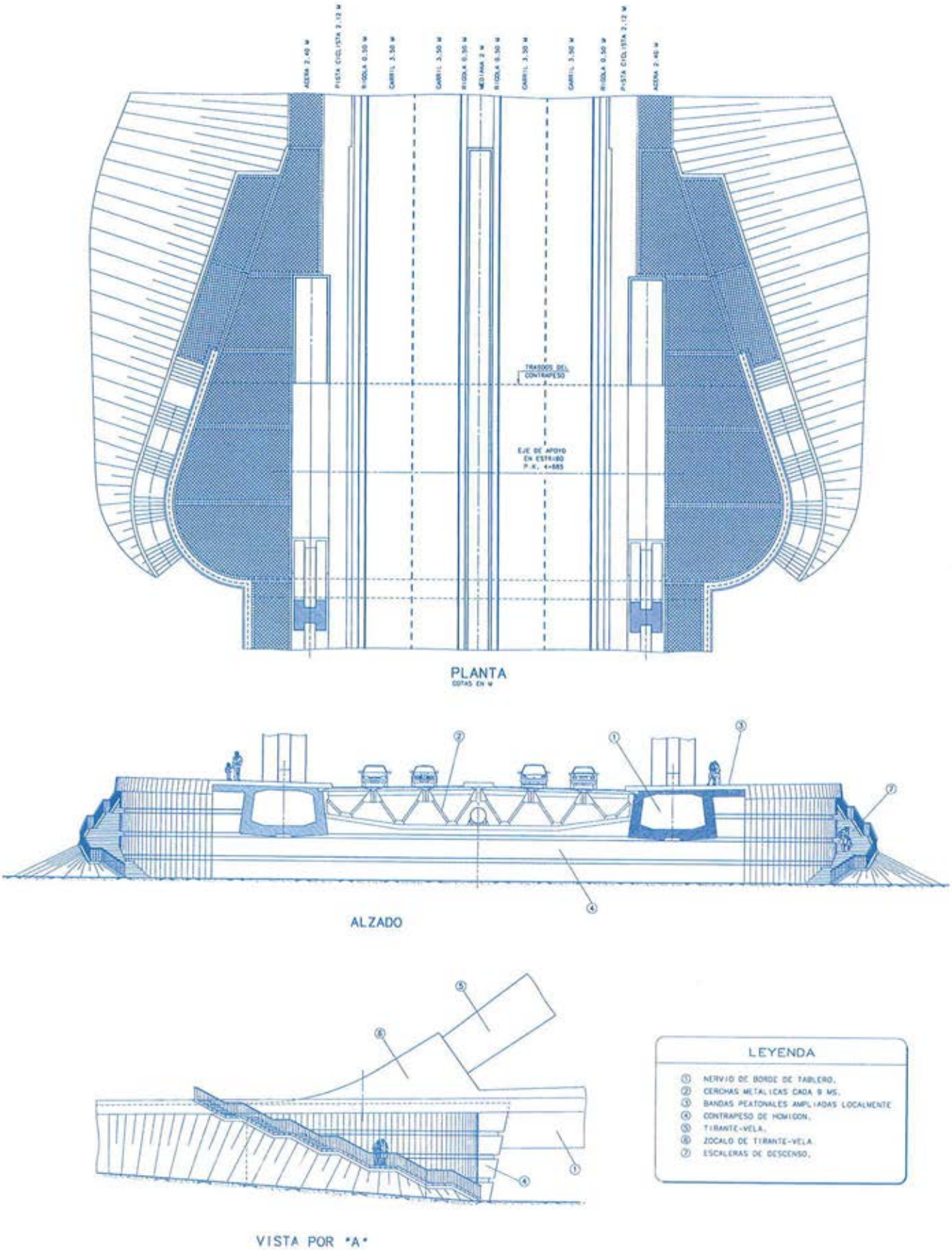


Figura 3: Planta, sección transversal y alzado del contrapeso final
Figure 3: Plan, transverse cross-section and elevation of the concrete counterweight.

vida. Más aún: esos rehundidos contribuyen a acentuar la sensación de volumen reposado y estable que produce el contrapeso.

El contrapeso se constituye como suma de un encepado de 510 cm. de canto, que da origen a 15 pilotes de 180 cm de diámetro, del que arranca un sis-

a compressive force equal to the horizontal component of the axial load of the mast. Therefore, the compression of that girder (F1 force, figure 7) is the

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

sum of the axial force that reach the cross-section over the pier plus the horizontal component of the mast. And, obviously, that accumulated compressive load must balance the horizontal projection of the tensile force, F2 that is transmitted to the counterweight through the sail.

The equilibrium leads to the fact that, when the lateral girder and the sail melt inside the counterweight, the resulting horizontal component is nil. Thus, the vertical tensile component of the sail, F3, needs to be in equilibrium too. The reacting force from the counterweight, vertically transmitted in a downward direction, and by means of concrete tensile stresses, requires suspension bars of steel to balance it with the weight load of the counterweight at the bottom of that volume. It seems, at first, that the sail's prestressed cables work as suspension bars since they are prolonged through the volume of the concrete and reach the lower face of the counterweight. Those cables result in a final force of prestress, P, which is always greater than the external tension, F2. And, similarly, their vertical component is equally greater than F3. But the essential fact is that force P provides a compressive force in the concrete of the counterweight along an inclined axis, different from that of F3, and therefore, is not useful for resisting the vertical component F3. This is why we have provided in the vertical walls of the counterweight vertical steel bars calculated for the whole suspension force, carefully treating its final anchorages.

Looking at Figure 6 again, we should observe the geometry of the sail and the mast with more detail. The mast, with a slope of 3/1, offers a variable depth that grows with height. It springs from a rectangular section type with two wide grooves in the faces perpendicular to the suspension plane. This idea is repeated on the sail and, therefore, the section through the vertical medium plane shows an internal nucleus covered with external wider pieces. Such system of grooves in the anchorage head allow the ends of the cables to be clearly placed. And, looking at the main span, the groove help the stays to come out of the head with total cleanness.

The sail's cross-section offers an H shape, with variable depth along it. At the upper and lower faces of the sail, the niches are deep and thin, inversely, they are smaller in depth and larger in width for the lateral faces, with the result of an aesthetic improvement and, also, with an important reduction of selfweight. This lightness is important due to the 35 meters of horizontal projection of the sail. Which was designed with a slope 7/10 and, similarly to the mast, with a depth linearly growing with its height. It is from this increment in size that the top anchorage head is generated.

When looking at the anchorage head we see how the mast's nucleus expands to result in a solid curved volume whose borders can allocate, in one side, the anchorage plates of the sail's prestressing cables and, in the opposite border, the anchorages of the stays. The shape of the head is not a typical one by any standards and no rational explanation may suffice to explain those volumes. They are certainly functional to anchor the main stays that support the main span and their counteracting members, the sail's prestressing cables. But the final volume of the head arises from the search of a shape that, being fully functional, offers an harmonious shape, results beautiful by itself, and that, very important point, is perceived by the observer as the logical volume derived from the melting of the two inclined members of the triangular cell, mast and sail. We can explain that its dorsal curved profile has a direct connection with the fan of the anchorage plates of the successive stays. But for the acute corners included in the front faces we have no rational explanation. We think, and this is why they were included in de design, that they are simply beautiful.

4.5. The deck's organization

Figure 8, shows a mirror plan of the deck, that offers an overall idea of the real proportions of the deck, the counterweight, the bearing plates of the piers, explaining the organization of the deck, as previously mentioned. Note that the traverse steel trusses arise from theoretical joints placed at the medium vertical planes of the border-girders, which at the same time are the theoretical points of anchorage to the stay cables. The resulting grid of the deck is covered with precast reinforced concrete slabs, already mentioned.

Figure 9 includes the detail of the cross-section type of the deck, with the organization of the border girders, transverse and longitudinal steel trusses

tema de muros de hormigón armado que contienen un relleno granular y que se cierra por arriba con una losa de hormigón. La Figura 4 es una sección horizontal de ese volumen, que permite apreciar los grandes muros longitudinales que se plantean centrados en los planos de suspensión y por los que van a discurrir los tendones que pretensan cada tirante oblicuo.

Los pilotes de cimentación del contrapeso experimentan su máxima solicitación de compresión cuando el vano lateral está construido y el vano central aún no se ha empezado. Es claro que cuanto mayor sea el axil de tracción en los tirantes de hormigón oblicuos menor será la compresión de esos pilotes. De modo que su dimensionamiento estricto corresponde al estado de construcción.

4.3. Las pilas de margen izquierda

Cada pila recibe del tablero una reacción vertical que alcanza con sobrecarga pésima un valor de 12.000 Mp (120 MN), de modo que cada uno de sus dos aparatos de apoyo ha de hacer frente a unos 6.000 Mp (60 MN) de carga máxima. La pila, que es un plinto macizo de hormigón armado, dispone en su base de un encepado cuadrado, de 16,70 m. de lado y una altura de 390 cm, que da origen a 4 filas de cuatro pilotes cada una espaciados 450 cm entre ejes (dos diámetros y medio). La carga máxima resultante por pilote es en servicio de unos 1.110 Mp, para lo que se requiere una longitud de empotramiento en el mioceno de unos 15 metros (8 diámetros).

La Figura 5 muestra esa geometría y permite apreciar la disposición excéntrica en sentido transversal de las placas de apoyo, que han requerido la presencia de un diafragma volado hacia el interior del tablero. También se anuncia el canto variable que el nervio de borde del vano principal ofrece en la zona de pila y se ve cómo el fuerte rehundido longitudinal que incluye la sección tipo del nervio de borde permite alojar en él con limpieza las placas de anclajes inferiores de los tirantes.

4.4. Los pórticos triangulares de cuelgue de tirantes.

Como muestra la Figura 6, esos pórticos, compuestos por contrapeso final, nervio de borde, mástil y tirante oblicuo, muestran una integración formal que hace difícil cualquier subdivisión que se intente. Pero, a efectos explicativos, hablaremos sucesivamente del mástil, del tirante, de la cabeza de coronación y del nervio de borde del tablero. Y empezare-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

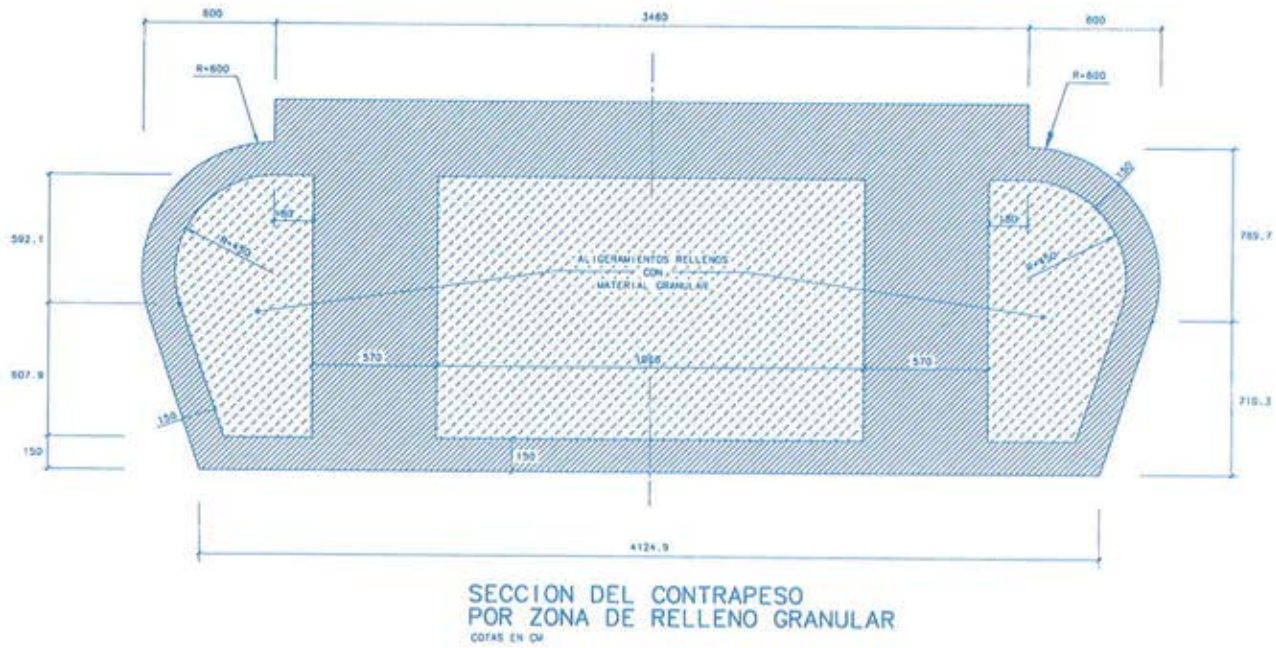


Figura 4. Sección horizontal del contrapeso.
Figure 4. Counterweight's Horizontal Section.

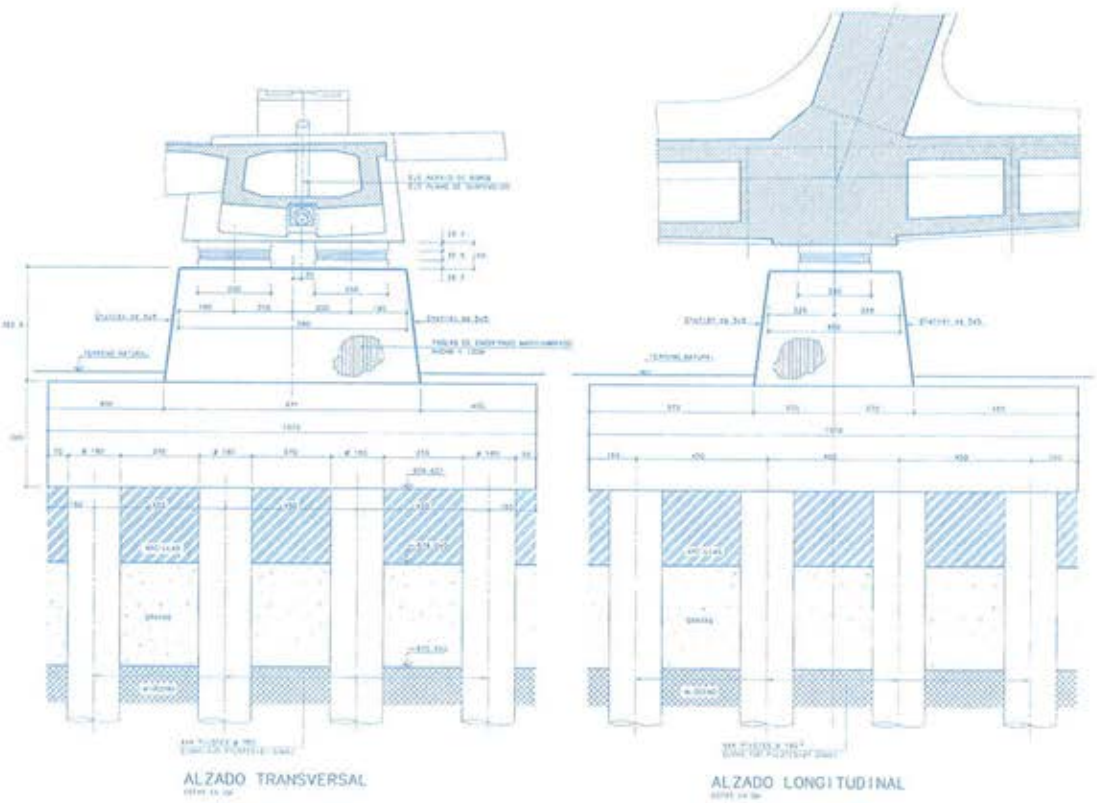


Figura 5: Pila y cimentación
Figure 5: Geometry of Pier and Foundation

mos por denominar en lo sucesivo "vela" al tirante oblicuo de hormigón pretensado, como hemos hecho en el Proyecto y a lo largo de toda la obra. Nombre difícil de explicar, que nace de alguna analogía soñada entre esa pieza y una vela marina, pero que una vez aceptado simplifica mucho la exposición.

Bajo la tracción de los tirantes de acero el funcionamiento del pórtico resulta intuitivo: para empezar, la componente horizontal del tiro de los tirantes de acero se equilibra con la fuerza que, vía axil de compresión, llega a la pila a través del nervio de borde del tablero. Y además, a causa de esos tiros, el mástil se compri-

and girders and the precast slabs that are supported on a metallic beam frame system. After filling with concrete the continuity bands, the deck becomes a continuous bidirectional slab which, also, transforms the longitudinal trusses and traverse steel trusses beams in composite sections. They are slabs of

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

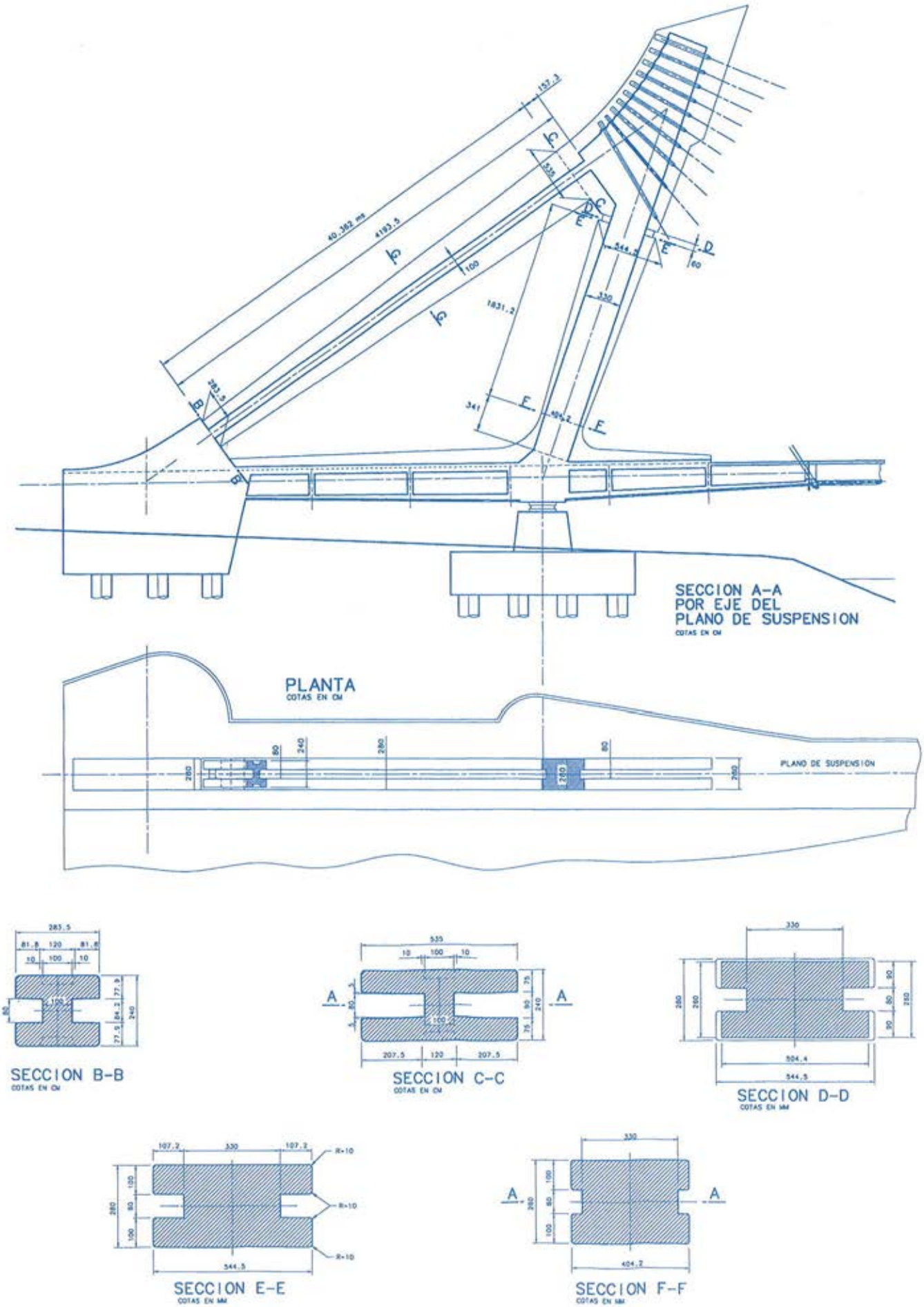


Figura 6: Geometría de un pórtico triangular.
Figure 6: Triangular frame geometry.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

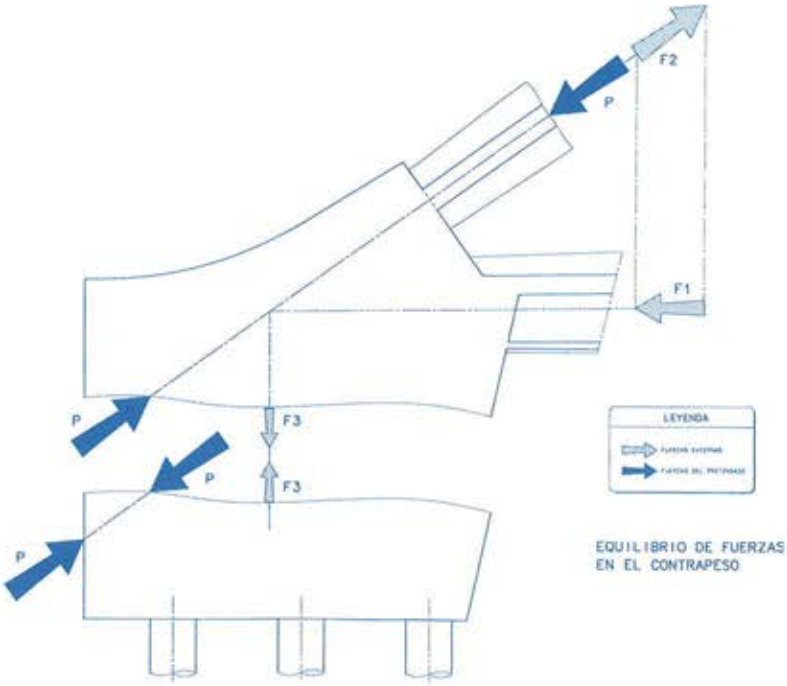


Figura 7: Equilibrio de fuerzas en el contrapeso.
Figure 7: Force equilibrium of the counterweight.

me, la vela se pone en tracción y el nervio de borde del vano lateral transmite desde el pie del mástil hasta el contrapeso una fuerza igual a la componente horizontal del axil del mástil. De modo que la compresión de ese nervio (fuerza F1, Figura 7) es la suma de la que llega a la sección de pila en el vano principal más esa componente horizontal. Y, por supuesto, ese axil de compresión acumulado ha de igualar a la proyección horizontal de la fuerza de tracción, F2, que se transmite por la vela.

Hasta tal punto que, al fundirse dentro del contrapeso el nervio lateral con la vela, una y otra componente horizontal se contrarrestan, y nos queda, libre y pidiendo ser equilibrada, la componente vertical de la tracción de la vela, F3. Fuerza que se transmite en vertical y hacia abajo mediante tensiones de tracción en el hormigón y que, por ello, obliga a disponer una armadura de suspensión hasta equilibrarla con el peso propio del contrapeso en el fondo de ese volumen. Podría parecer a primera vista que los tendones de pretensado que discurren por la vela y que llegan hasta la parte inferior de la cara final del contrapeso pueden valer como armadura de suspensión. Esos tendones dan una

450x342x18cm, clipped at their borders to allow the upper reinforcing's continuity, overlapping the bars coming out of the slabs.

The cross-section of the border girder shows the V shaped internal walls that, like a local substructure, allow the anchorage of the external cables.

4.6. The deck's border girders

We have already seen the form of border girder's traverse cross-section. In Figure 10 a longitudinal section can be seen, which shows the distribution of the stays and the organization of their anchorage devices. The intersection between the girders' and cables' axis is spaced 9 meters appart. But, given the variable slope of the cables, the exit points through the soffit of the girder are not spaced equally. Therefore, its successive interior transitions through the border girder are always different.

An anchorage of a typical stay is included in figure 11. We have outlined a couple of V shaped walls inside the border girder which generate an inner to the girder, triangular system that allows the force of the cable to be decomposed in two which travel diagonally through these elements. When such travelling forces reach the intersecting edge between the upper flange and the web of the girder, a transverse tie must be provided in order that only the force component that is parallel to the vertical plane is derived. Therefore, tensile stresses run transversely

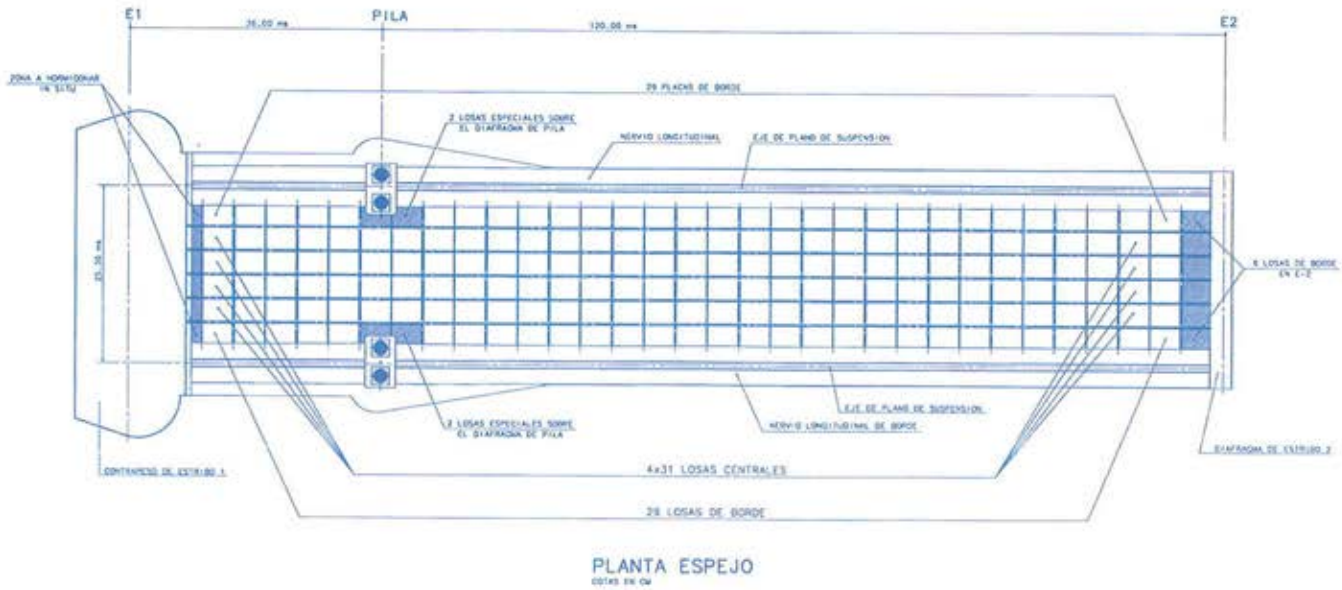


Figura 8: Planta espejo del tablero.
Figure 8: Mirror plan of the deck.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

through the upper flange of the girder, where a system of transverse prestressed bars are placed as shown in the figure.

Figure 12 shows the ideal struts which indicate the resultant forces arisen in a typical anchorage of stay, looked at as a twodimensional problem, i.e., looking at the girder in elevation. The stay force, T, is decomposed in a longitudinal force, placed in the lower flange of the girder (2D1) and an inclined strut (2D4) oriented along MN. When this force reaches the upper flange of the girder at point N, breaks down again into a vertical force (2V1) and a longitudinal component (2D2). It seems clear that the suspending force of the stay is precisely 2V1, while the longitudinal forces at both lower and upper flanges mean the compression force that each new anchorage builds up and constitutes the axial compressive force of the girder. We have used double values for the name of the forces in order to establish a good correspondence with the 3D struts that we are going to comment.

But, should we want to have a good comprehension of the thridimensional mechanism, figure 13 shows the spatial scheme. We see how force T is broken down in two symmetrical forces, D3, opening the force in the transverse direction. Force D3 is again decomposed into a longitudinal compression at the level of the lower flange of the girder, D1, and the oblique force D4, placed in the mean plane of each dihedral wall, plus a transverse tensional force, Z1.

The force D4 reaches de upper joint N, giving rise to three different and significant forces:

- *Longitudinal compressive force at the upper flange, D2.*
- *Transverse tensional force at the same level, Z2.*
- *Vertical component at the mean plane of the web of the girder, V1.*

Thus, the necessity of the traverse prestress bars at the upper flange becomes clear. And, in the same way, the detailed analysis (which, is based on such a basic rule to an engineer as vectorial addition is) allows us to see, how, with this device, the border girder is hung from its upper edges. What leads us to understand that we need suspension bars in the webs, allowing the vertical component force to be hung from the lower flange of the web, where such force remains after the theoretical Ritter-Mörsch truss has been formed in it.

fuerza final de pretensado, P, que es siempre mayor que la tracción exterior F2, de tal modo que su componente vertical es igualmente mayor que F3. Pero la cuestión esencial es que esa fuerza P comprime al hormigón del contrapeso según un eje inclinado y diferente del de la fuerza F3 y por ello no puede equilibrarla.

Pero si volvemos a la Figura 6 podemos observar con más detalle la geometría de la vela y el mástil. Que, con una pendiente 3/1 y con canto creciente hacia arriba, nace de una sección tipo rectangular con dos amplios rehundidos en las caras perpendiculares al plano de suspensión. Idea que se repite también en la vela, de modo que la sección por el plano mismo de suspensión muestra un núcleo interior revestido externamente por el contorno de unos paramentos exteriores. Los huecos que esta disposición genera en la cabeza de anclaje permiten acoger a las piezas de anclaje de los tirantes y, por el lado del gran vano, facilitan una salida de máxima limpieza de los tirantes de acero al aire, en el que surgen como naciendo de las entrañas del pórtico.

Pero si nos fijamos en la vela comprobaremos que sus sección tipo tiene forma de H con profundos rehundidos en las caras superior e inferior y rehundidos de menor profundidad pero mayor anchura en las caras laterales. Que, ade-

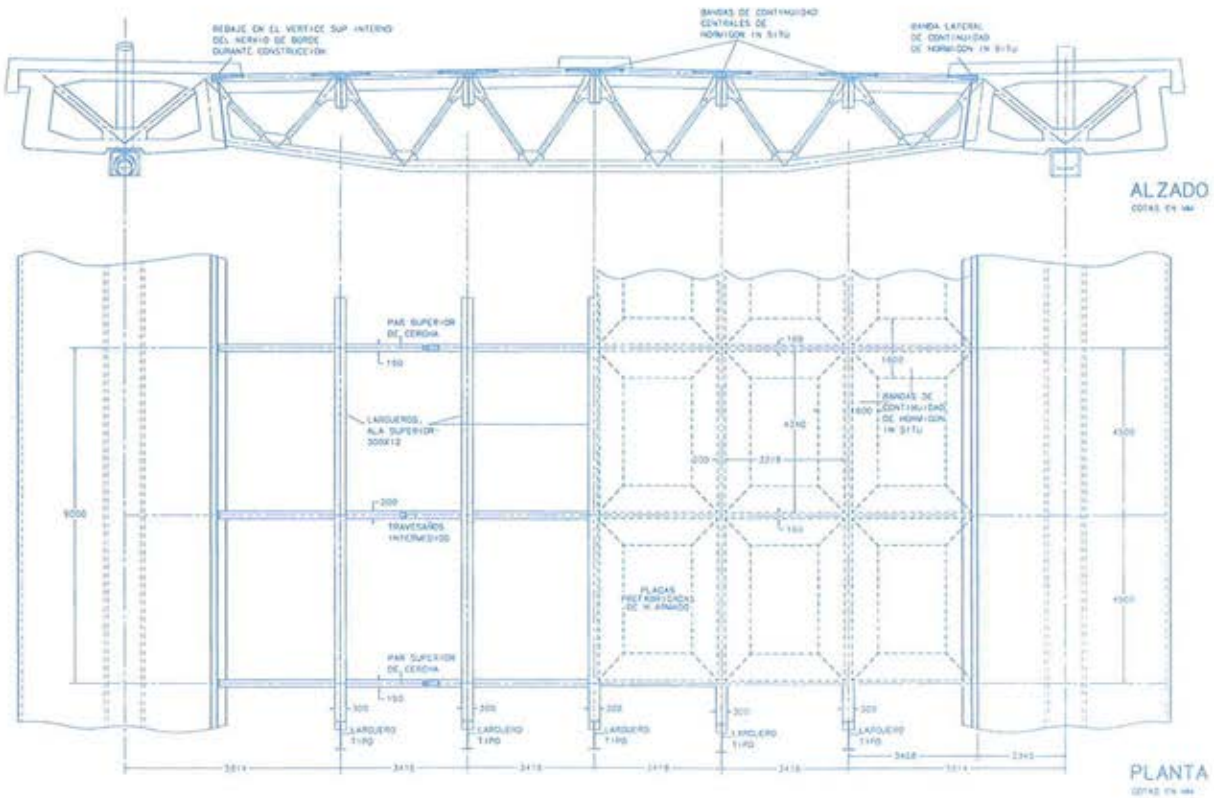


Figura 9: Detalles del tablero.
Figure 9: Deck's details.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

más de mejorar su aspecto, suponen un importante aligeramiento de peso propio, reducción que resulta importante en una pieza que abarca unos 35 metros de proyección horizontal. La vela se ha planteado con una pendiente 7/10 y, al igual que el mástil, ofrece canto creciente a medida que sube. Cantos crecientes que no hacen otra cosa que preludiar la cabeza que, como coronación de ambos, allí va a surgir.

Al mirarla constatamos cómo el núcleo del mástil se expande para dar lugar a un macizo de formas curvas en cuyo borde dorsal pueden aplicarse sin problemas las fuerzas concentradas de los anclajes de tirantes. A la hora de explicar esas formas ningún planteamiento racional es suficiente: Desde luego que son funcionales para anclar tanto los tirantes desnudos que sostienen el vano central como los tendones internos de pretensado de la vela que se acaban en el borde opuesto. Pero, además, ha habido una denodada búsqueda para encontrar formas armoniosas, que rematen la vela y el mástil y que logren fundir sus extremos en un único cuerpo. De ahí el perfil curvo que conforma la cara dorsal de la vela, y, también, los picos que su cara frontal ofrece.

4.5. La organización del tablero

La Figura 8, planta espejo del tablero, muestra sus proporciones reales, así como las del contrapeso, las placas de apoyo en pilas y explica su estructuración que ya hemos comentado antes. Vale la pena decir que las cerchas transversales acometen a nudos teóricos que son los de anclaje de cada tirante con el nervio de borde.

La Figura 9 muestra el detalle de la sección tipo del tablero, con la organización de nervios de borde, de cerchas y largueros, así como de las placas prefabricadas que apoyan en ese emparrillado de vigas metálicas y que, tras el llenado de las bandas de continuidad, se convierte en una losa bidireccional continua que, además, convierte a las vigas y cerchas de acero en secciones mixtas. Son placas con dimensiones nominales de 450 por 342 cm. y de 18 cm de canto, recortadas en sus bordes para poder alojar la armadura superior de continuidad, solapada a las barras vistas que salen de ellas.

La sección del nervio de borde muestra los tabiques en V que, como refuerzo local, se establecen en los puntos de anclaje de los tirantes exteriores. Detalle que comentamos a continuación.

4.6. Los nervios de borde del tablero

Ya hemos visto la forma de su sección transversal. En la Figura 10 puede verse

Figure 14 shows a detail of the reinforcement bars in one of these special areas. In the border girder's cross-section the traverse prestressed bars may be seen as well as the cables of longitudinal pre-stressing and the suspension bars placed inside the webs.

4.7. The prestressing of the sail

It is vital to warrant the resistance and durability of these large tensile elements of concrete. For this reason, we have outlined a Class I prestressing, that is to say, without any tensile stress at any point under the service conditions.

There are two families of tendons, curved and straight. The layout of the curved tendons (fig 15.b) is parabolic upward. This layout has been calculated in order to compensate the normal component of the weight of the sail. There are 2 groups of 5 tendons (31 of 0.6") that transform the sail into an axially compressed piece. As seen in the traverse cross-sections, they move in the vertical planes located inside the sail.

The straight tendons (2 groups of 6 tendons of 31 of 0.6" located in external planes of the traverse cross-section, fig 15.a), describe straight trajectories

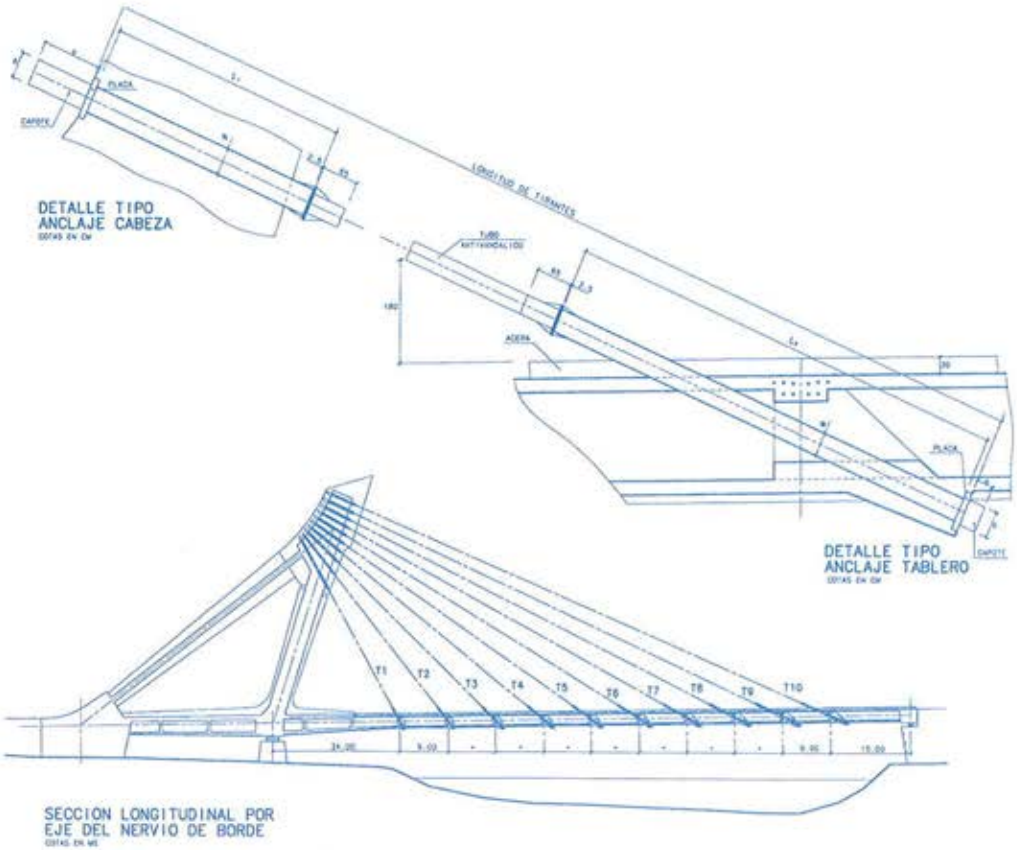


Figura 10: Organización y dispositivos de anclaje del nervio de borde.
Figure 10: Organization and border-girder devices of anchorage of the stays.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

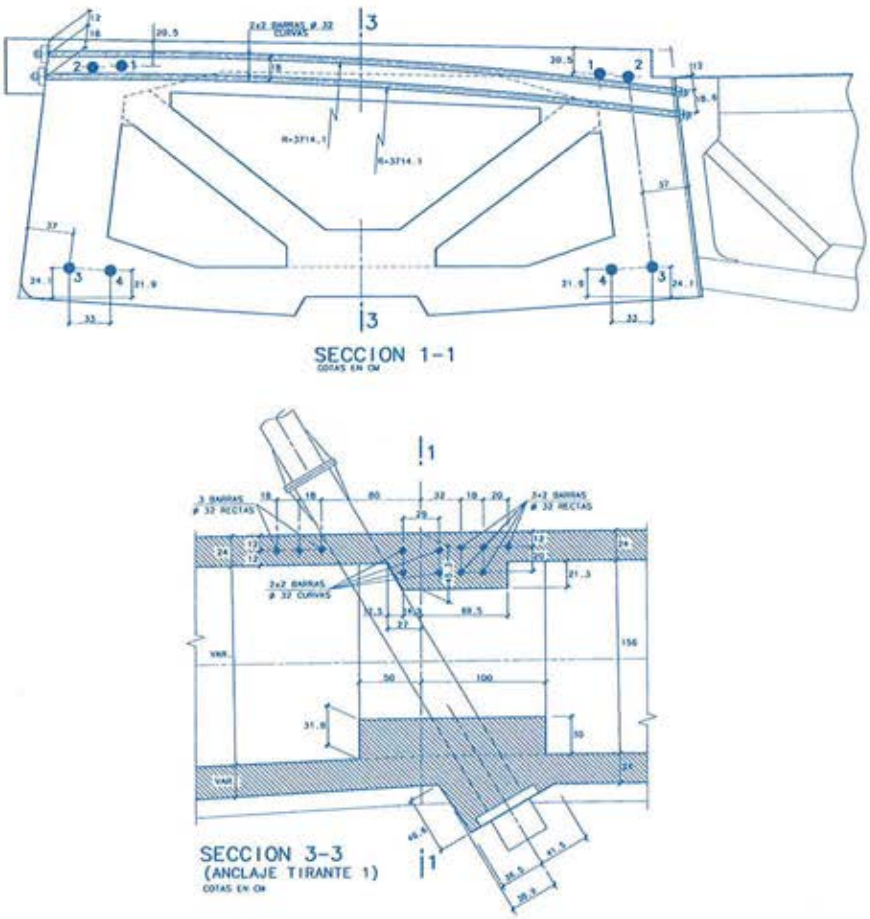


Figura 11: Detalles del diedro de anclaje de un tirante.
Figure 11: Detail of the concrete internal dihedral for the anchorage of the stay.

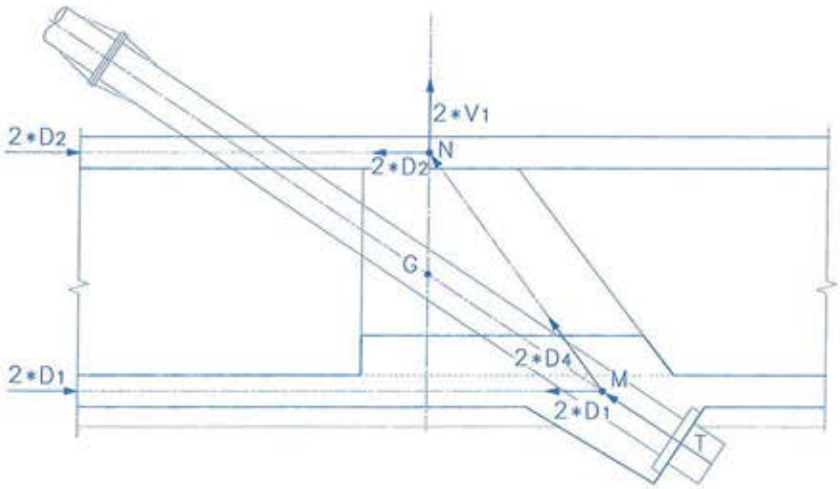


Figura 12: Esquema de las bielas de fuerzas en un anclaje de tirante vistas en Alzado (2D).
Figure 12: Ties and Struts of 2D forces in a typical anchorage of stay.

whose spacial geometrical center coincides with the axis of the sail, and results in a pure compressive stress of the concrete.

The prestressing tendons, both straight and curve, are anchored downwards at the external face of the counterweight. At their upper end, their anchorages are distributed throughout the width of the head. With this disposition, their anchorage plates placed at the opposed face of the rear curved border where the stays are anchored, we have a favorable state of longitudinal compression in the concrete of the head of the mast and sail.

una sección longitudinal por su plano medio, que permite apreciar la distribución de tirantes y la organización de sus dispositivos de anclaje en el intradós del nervio. Buscamos que los ejes de los sucesivos tirantes corten a la directriz del nervio en puntos espaciados 9 metros entre sí. Pero, dada la pendiente variable de los cables, los puntos de salida de sus ejes por el intradós del nervio no quedan equidistantes. Y su paso por el interior del nervio de borde va dando lugar a figuras diferentes.

A la hora de suministrar anclaje a los tirantes, tal como muestra la Figura 11, hemos planteado un par de tabiques en V dentro del nervio de borde, que generan en su interior una triangulación local, de modo que la fuerza del tirante viaje, descompuesta, por ellos, y llegue a las aristas de corte del plano medio de cada alma con el eje de la tabla superior, con lo que, armando a tracción en sentido transversal ésta, habremos logrado introducir esa fuerza en las mismas aristas superiores de la sección cajón del nervio de borde.

La Figura 12 muestra las bielas ideales que indican las resultantes de las fuerzas transmitidas en un anclaje tipo de tirante, considerado como problema bidimensional, o sea, visto el nervio de borde en Alzado. La fuerza, T, del tirante se descompone en una componente longitudinal (2D1) alojada en la tabla inferior del nervio y en una biela oblicua (2D4) dirigida según MN. Que, cuando llega a la tabla superior, vuelve a descomponerse en la vertical (2V1) y la longitudinal (2D2). Es claro que la fuerza de cuelgue del tirante coincide con (2V1), mientras que las longitudinales de ambas tablas representan la fuerza que comprime al nervio y que incrementa en cada anclaje de tirante su esfuerzo interno de compresión. Donde hemos duplicado el valor de las fuerzas internas para hacerlas corresponder a las bielas espaciales que vamos a comentar.

Pero si queremos entender a fondo el mecanismo tridimensional, es preciso mirar a la Figura 13, que indica todo el juego de bielas internas, como resultantes de esfuerzos interiores de equilibrio. Vemos cómo la fuerza T que el anclaje del tirante envía al hormigón se descompone en dos vectores simétricos, D3, fuerza que a su vez se vuelve a descomponer en la compresión longitudinal, D1, alojada en la tabla inferior del nervio de borde y la fuerza, también de compresión, alojada en el tabique inclinado de apoyo del anclaje, D4, más una

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

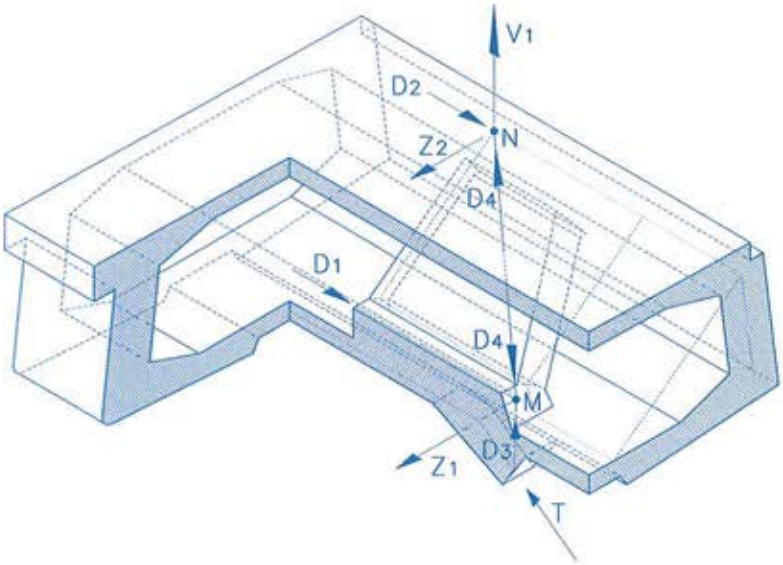


Figura 13: Esquema espacial de las bielas de fuerzas en un anclaje de tirante (3D).
Figure 13: Ties and Struts of 3D forces in the same anchorage of stay.

tracción transversal interna Z1 necesaria para el equilibrio del nudo.

Al nudo superior N, termina llegando la fuerza oblicua D4 alojada en cada tabique inclinado, que va a equilibrarse con las fuerzas internas:

- Compresión longitudinal alojada en la tabla superior del nervio, D2.
- Tracción transversal también de tabla superior, Z2.
- Componente vertical de cuelgue del alma del nervio, V1.

De modo que queda patente la necesidad de ese pretensado transversal de la tabla superior. E, igualmente, ese análisis detallado (que, por cierto, se basa exclusivamente en un concepto tan manido, pero tan esencial para un ingeniero, como es la regla del paralelogramo) nos permite ver cómo, con este dispositivo, el nervio de borde queda "colgado" de sus aristas superiores. De tal modo que, otra vez, necesitamos disponer en sus almas armadura pasiva de suspensión que permita recoger la componente vertical de las fuerzas oblicuas que, por el interior de esas almas, se transmiten a modo de bielas comprimidas.

La Figura 14 muestra el detalle de la armadura dispuesta en una de estas zonas localizadas. Donde, en la sección del nervio se ven las barras de pretensado transversal, los tendones allí existentes de pretensado longitudinal y la armadura de suspensión, en forma de cercos-imperdible, garantizando al máximo la recogida de esas bielas comprimidas.

4.7. El pretensado de las velas

Resulta vital asegurar la resistencia y durabilidad de estos grandes elementos traccionados. Para lo cual, hemos planteado un pretensado en Clase I, o sea sin tracciones en ninguna fibra en las condiciones de servicio.

Para lo cual existen dos familias de

4.8. The stability of the mast as an slender compressed member

The masts offer a height, from the deck to the tip of the head, of 42 meters, and of about 36 meters from the center of gravity of the loads transmitted by the stays, its traverse depth being of 280 cm. If we calculate its effective length for stability as the double of the physical length, we would have a geometric slenderness ratio of 26, which is a considerable value for such a strongly compressed piece. However, the same cables that unite the mast's head with the border girders act as transverse springs that react pushing the mast in the contrary direction to their traverse movement. Therefore, its real nature looking at instability is closer to a column with one end fixed and the other transversely supported by springs, with an effective length of about 70% of its physical height. To the extent that these members generate a visual impression of great slenderness, but behave in terms of great security regarding instability, as an accurate analysis

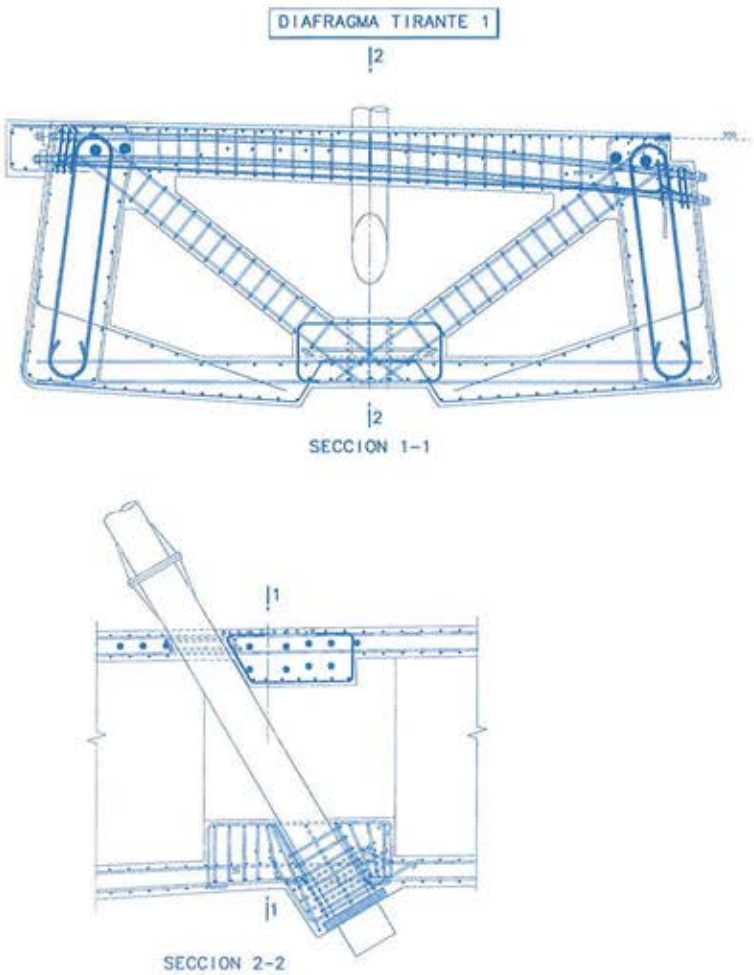


Figura 14: detalles de armadura de una zona de anclaje de tirante.
Figure 14: Detail of the reinforcement bars of the cable's anchorage area.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

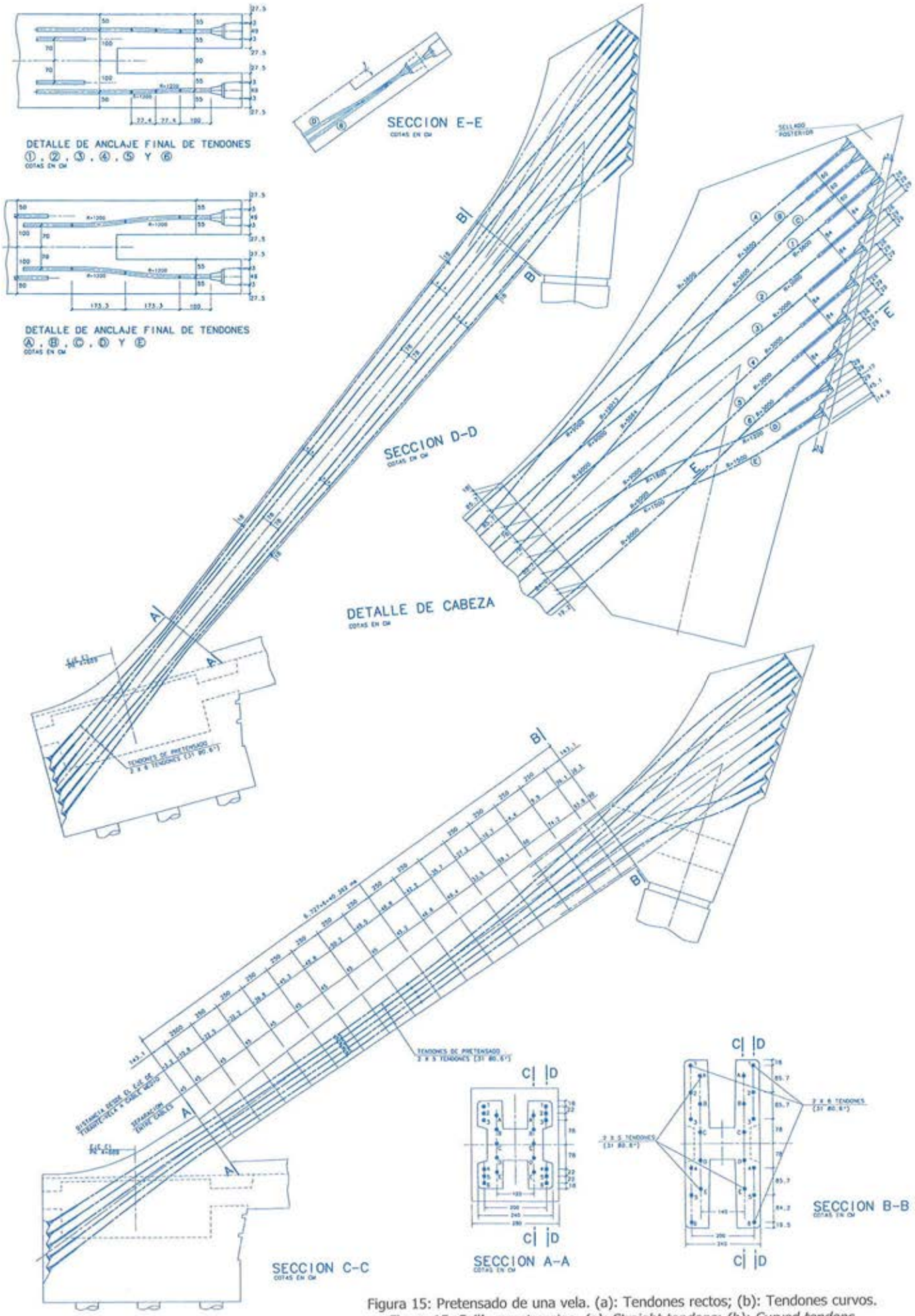


Figura 15: Pretensado de una vela. (a): Tendones rectos; (b): Tendones curvos.
Figure 15: Sail's pre-stressing. (a): Straight tendons; (b): Curved tendons.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

tendones, curvos y rectos. Los curvos (fig 15.b) disponen de trazado parabólico ascendente, calculado para que sus fuerzas de desviación compensen la componente normal del peso propio. Son 2 grupos de 5 tendones (31 de 0.6") y, con ellos, la vela se convierte en una pieza comprimida axilmente. Como puede verse en las secciones transversales, discurren por planos verticales situados en el interior de la vela.

Las familias de tendones rectos (2 grupos de 6 tendones de 31 de 0.6" situados en planos exteriores de la sección transversal), Figura 15.a, describen trayectorias rectas cuyo cable medio coincide con el eje de la vela, produciendo en ella un esfuerzo axil de compresión pura.

Lado inferior, unos y otros tendones terminan en la cara exterior del contrapeso. Por arriba, sus anclajes se distribuyen a lo ancho de todo el contorno de la cabeza. El hecho de anclarlos en el borde opuesto a los tirantes exteriores no hace más que producir un estado de compresión longitudinal en aquélla.

4.8. La estabilidad del mástil como pieza comprimida

Nuestros mástiles ofrecen una altura desde el tablero hasta la punta de la cabeza de 42 metros, y de unos 36 metros hasta el centro de gravedad de las cargas de tirantes. El canto en sentido transversal es de 280 cm de modo que si tomamos como longitud de pandeo el doble de la física estaríamos en una esbeltez geométrica de 26, que para una pieza tan fuertemente comprimida empieza a ser considerable. Sin embargo, los mismos tirantes que unen la cabeza del mástil con el nervio de borde actúan como muelles que reaccionan empujando al primero en dirección contraria a su movimiento transversal, de modo que su situación real se aproxima, en lo que a teoría de segundo orden se refiere, al caso de barra apoyada en un extremo y empotrada en el opuesto, con una longitud de pandeo del orden del 70% de su altura física. Hasta el punto de que unas piezas que transmiten una impresión óptica de gran esbeltez en el plano transversal al puente se comportan en cuanto a pandeo con una gran seguridad. Obsérvese de todos modos que esa esbeltez óptica se ve muy subrayada por el fuerte rehundido de su cara frontal.

4.9. La base del mástil

El mástil transmite al diafragma del tablero en que descansa una fuerza próxima a los 11.000 Mp. Fuerza oblicua cuya componente horizontal es absorbida por el nervio de borde y transmitida al contrapeso, y cuya componente vertical va a la pila, pero no de modo directo sino a través de las placas separadas de neopreno confinado. Quiere ello decir que en sentido transversal aparece en la zona inferior de ese diafragma una fuerza muy importante de tracción que ha de ser resistida por un paquete de 45 barras pretensadas de 50 mm de diámetro, dispuestas en tres niveles consecutivos. Barras que han de ser puestas en carga cuando la carga que transmite el mástil alcanza un determinado nivel lo que ha obligados a tesarlas de un modo progresivo a medida que ha ido avanzando la obra.

4.10. La cabeza del pórtico triangular

Como se ha dicho, esta pieza funde los extremos del mástil y la vela y aloja los anclajes de los tirantes de acero y los de los tendones de pretensado de la última. El resultado es un estado de compresión biaxial en el hormigón, claramente favorable. Pero detrás de los anclajes hay que hacer frente a diferentes fuerzas de tracción de laja. La Figura 16 es muestra parte de la armadura pasiva dispuesta en esa zona.

4.11. El pretensado longitudinal del nervio de borde

El nervio se pretensa con un conjunto de tendones centrados en su sección transversal y que se prolongan dovela a dovela mediante acopladores. En la zona próxima al apoyo final, donde domina la flexión positiva de sobrecarga, establecemos un pretensado de refuerzo en la tabla inferior compuesto por tendones que se van anclando de modo escalonado en dovelas sucesivas y cuyos anclajes activos se establecen tras el diafragma final de apoyo en estribo. Este pretensado excéntrico produce, por fluencia, flechas diferidas ascendentes en los nudos del nervio, con la consiguiente pérdida de fuerza de tracción en los tirantes. Efectos que han sido tenidos en cuenta por el programa de cálculo utilizado.

4.12. Las cerchas transversales de acero

La Figura 17 da una idea de la geometría de las mismas y del sistema de empotramiento en los nervios de borde. Se ve cómo la triangulación de acero se prolonga por dentro del nervio con las diagonales de hormigón que, como aquí

of the compressed member taking account of the second order effects by means of (axial force-moment-curvature) relationships has shown. Note, nevertheless, that this visual slenderness is further underlined by the vertical deep grooves of the front faces.

4.9. The base of the mast

The mast transmits to the deck's diaphragm on which it rests an approximate force of 110 MN. The horizontal component of this oblique force is taken by the border-girder and transmitted to the counterweight. In turn, the vertical component goes to the pier, not in a direct way but through two separated bearing plates made of confined neoprene, and an upper layer of stainless steel and teflon allowing for horizontal movements. This implies that in the transverse direction an important tensile force acts in the lower part of that diaphragm, from plate to plate, that must be resisted by a group of 45 prestressed steel bars (50 mm in diameter), located in three successive levels. The process of pre-stressing these bars was done progressively as the mast's load was incrementally applied during construction.

4.10. The head of the triangular frame.

As previously stated, this concrete piece connects the mast's and the sail's ends, and houses the anchorages of the steel cables and the prestressed tendons. As already mentioned, the result is a state of the concrete's biaxial compression, clearly favorable. But behind the anchorage plates different tensile forces have to be resisted. Figure 16 shows part of the reinforced bars located in this area.

4.11. The longitudinal prestressing of the border-girders

The girders are pre-stressed with a group of tendons centered in their transverse cross-section. As the girder is built by successive steps with segments 9 meter length, they are prolonged step by step by means of connectors. At the zone close to the final abutment, where positive bending due to live load appears, we established an additional prestressing cables in the lower flange. These tendons were progressively anchored in successive segments, whose active anchorages were established

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

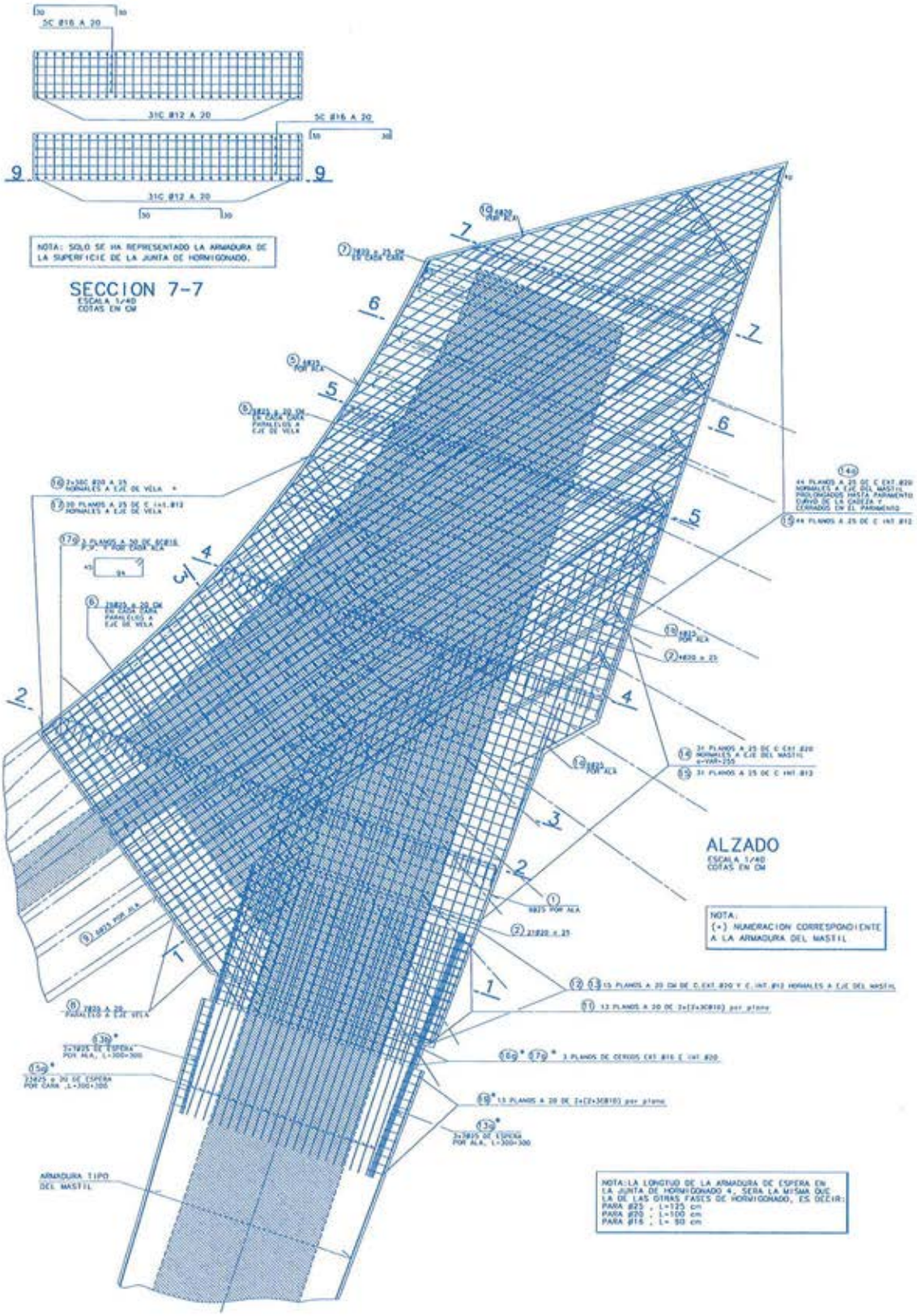


Figura 16: Armadura pasiva de la cabeza de anclaje.
Figure 16: Reinforced bars of the anchorage head.

after the support on the final abutment. This eccentric prestressing produce, due to creep of concrete, upward differed movements in the joints of the girders, resulting finally in a loss of tensile force in the stays. These effects have been carefully considered by the analysis program used, which takes account of successive time intervals, with the corresponding theoretical shrinkage and creep of concrete in each of them, developing the real life of the structure.

se ha visto, conforman el diedro de anclaje de tirantes.

Las cerchas se sueldan a chapas de acero galvanizado embutidas en el alma de los nervios de borde y enlazadas a ellas con conectadores. Para hacer fren-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

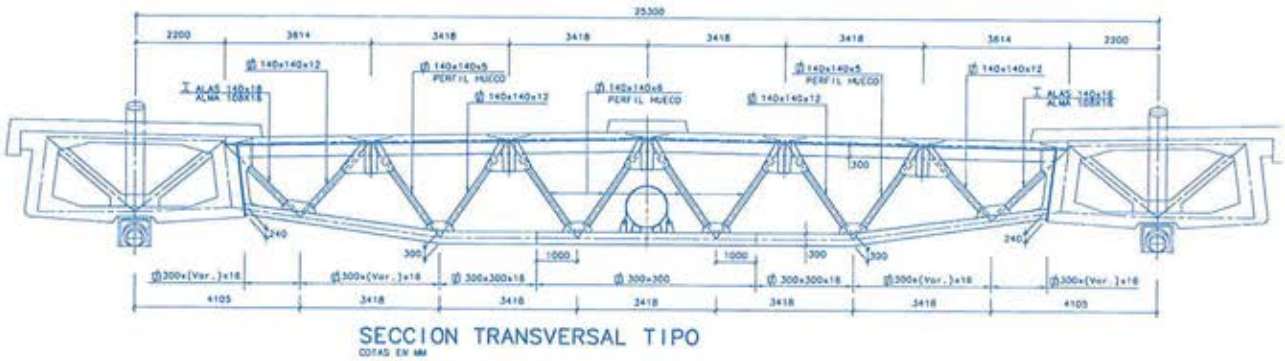


Figura 17: Geometría de cercha transversal.
Figure 17: Geometry of the traverse trusses

te a la flexión negativa de empotramiento existen barras superiores de pretensado transversal que se suman a las ya descritas del sistema de anclaje de los tirantes.

4.13. Los tirantes de suspensión.

Su fuerza máxima varía de modo considerable a lo largo del vano, por lo que su composición en cordones de 0.6 pulgadas es muy variable: Desde 31 de 0.6" en el tirante 2 hasta 71 de 0.6" en el tirante 9 (penúltimo). Esta composición variable se acusa perfectamente en el tamaño de los anclajes, recubiertos por capuchones de acero inoxidable, que asoman en la llaga dorsal de la cabeza de anclaje.

El dimensionamiento correcto de los tirantes se alcanza cuando la tensión máxima que ellos sufren en las peores condiciones de servicio es igual o inferior al 45% de su tensión de rotura garantizada. La única complicación para ello reside en que al modificar la sección de los tirantes (y aumentar o disminuir su rigidez axil) cambia la respuesta del modelo y los propios esfuerzos en ellos. Al final, se plantea un largo proceso iterativo que, teniendo en cuenta toda la historia del proceso constructivo, converge hacia las secciones deseadas.

El dimensionamiento de los tirantes admite numerosas soluciones diferentes, cargando algo más un tirante en detrimento de la fuerza de sus vecinos. Los criterios que nos guiaron en su elección fueron:

- No tener más que pequeñas tracciones en las fibras extremas de cada sección del nervio de borde en todas las etapas del proceso de carga.
- Equilibrar sensiblemente el peso de cada nueva dovela con el tiro vertical del tirante que en ella se ancla, de modo que los movimientos resultantes en tales nudos, si no nulos, fueran muy reducidos.
- Establecer transiciones suaves y continuas entre la potencia de unos y otros tirantes.
- Alguna sección del nervio de borde, como la situada sobre pila, era especialmente sensible en su fibra inferior (fácilmente traccionada) a cualquier variación de las fuerzas en tirantes. Lo que se debe sin duda al acartelamiento local que, bajo el axil de compresión que el nervio soporta, lleva a engendrar una fuerza de desviación concentrada y ascendente en el punto de quiebro de la directriz. Situación que hubimos de compensar reduciendo las fuerzas de los primeros tirantes.

Tras numerosos tanteos, alcanzamos la distribución de cordones que en su conjunto nos pareció más conveniente. Claro que al no ser nulos los movimientos verticales de los nudos de amarre sabemos que va a haber redistribuciones de fuerzas en tirantes a causa de las deformaciones diferidas del tablero. Pero con movimientos pequeños, tales redistribuciones no pueden ser importantes y, aparte de que nuestro programa trata estos efectos con "exactitud", cuando menos conceptual, al terminar la estructura llevamos a cabo un retesado general de tirantes que dejó en ellos unas fuerzas coincidentes con las que según el modelo teórico debían en ese instante tener.

Los tirantes instalados, suministrados por la casa Freyssinet, son haces de monocordones autoprotegidos, que en caso necesario pueden ser reemplazados uno a uno. O sea, son cordones de acero galvanizado que salen de fábrica envueltos en una vaina de plástico (polietileno de alta densidad), con cera protectora rellenando los intersticios que existen entre la funda y el cordón. No hemos dispuesto ninguna vaina general por el exterior, a la que no vemos ninguna ventaja y

4.12. The traverse steel trusses

Figure 17 gives an idea of the geometry of the trusses embededment into the border-girders' system. The steel trusses are prolonged inside of the girders with the concrete diagonal walls. In turn, as we have explained these concrete diagonal partitions make up the anchorage for the cables.

The trusses are welded to galvanized steel plates stuffed in the external face of the inner web of the border-girder, with connectors that join it ti the concrete. To counteract the negative bending there are transverse upper prestressed bars added to the already described bars of the anchorage of the stays.

4.13. The suspension cables.

The maximum force of the suspension cables varies widely along the main span of the bridge. Therefore, their composition in 0.6" tendons is too variable: From (31 0.6") at the 2nd stay up to (71 0.6") in the 9th truss (the one before the last). This variable composition is clearly perceived through the size of the anchorage plates, which are capped with stainless steel pieces protruding from the anchorage niche.

The correct design of the cables is reached when its service stress reaches its maximum allowable value. Under the worst conditions of service they are equal or smaller than 45% of its guaranteed breaking stress. The only difficulty residing on the fact that the cross sectional area of the cables must be previously introduced in the model (increasing or diminishing their axial stiffness). The model's behaviour depends on such axial stiffness, and any changes in the area of the stays produces a different structural response. Following iterative

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

techniques and taking account of the constructive process, we reach the desired cross-sectional areas.

In any case, there are many different solutions for the dimensioning of the stays: We can load some of the cables more than others, with different responses. Our guidelines for this approach were:

- *Obtaining small tensional stresses in the upper and lower fibers for every cross-section of the border- girders, throughout the construction process.*
- *Balancing the weight of every new girder's segment with the vertical force of the cable that is anchored on it. Thus, if the resulting vertical movements of such joints were not nil, they would be very small.*
- *Establishing soft and continuous transitions throughout the area of the successive cables.*
- *Certain cross-sections of the border's girders, such as the one located over the pier, were specially sensitive in their lower fibers (easily under tension) to any variation of the cable's forces. What is due without any doubt to the local depth's variation of the girder that, under the internal compressive force that it supports, gives rise to a vertical, deviation, upwards force in the point of the break of the soffit. Situation that we compensated reducing the pull forces of the first stays.*

After numerous rough calculations, we obtained the number of cords in each cable. Undoubtedly, since the vertical movements of the anchorage joints were not nil, there will be a redistribution of the forces on the cables due to the differed deformations of the deck. But with small movements, such redistributions cannot be important. Even though our analysis program treated these movement effects with "accuracy", at a practical level, after the construction process, we carried out a general re-tensioning of the cables. This allowed us to see that the measured forces were very close to the values of the theoretical values of the analysis.

The installed cables, produced by Freyssinet, are sets of auto-protected monochords, which, should the need arise, can be replaced one by one. That is to say, they are cords of galvanized steel that are wrapped in a plastic sheath (polyethylene of high density) in the factory. There is also a filler of protective wax occupying the interstices that exist between the sheath and the cord. We did not include any overall external sheath, since we don't see any advantages, but inconveniences on it. They are, that in the event of any cord's corrosion, their detection would be harder. The color of the cables becomes the white of the protective sheath's. Although, the exit of the cables from the deck was protected with stainless steel tubes to prevent any cases of vandalism.

Each cord is anchored in the final plate by means of a wedge system, but with a wax infill which protects its steel unprotected ends against corrosion.

We renounced to the usual over-tensinoning of every stay during the construction process as well as to the detensioning of the same at the following stage. Such over-tensioning helps in compensating the maximum provisional negative moment during construction that arises at the end of the cantilever. We renounced to this process, since any de-tensioning of cables leaves dents on them produced by the wedges of the anchorage, thus, the cable risk fatigue-failure at those points of weakest section.

4.14. The bearing plates

Since the bridge is embedded in the final counterweight, the longitudinal movements of the deck accumulate from this point. Therefore the bearing plates on each of the piers and over the final abutment must be sliding in the longitudinal direction. Furthermore, given the important traverse dimension of the bridge, the movement must be allowed in that direction too. And, since there are no supports located under the axis of the deck which could act as fixed points, all the bearing plates must be allowed to slide multidirectionally.

Each one of the plates located over the plinth-piers are designed for a maximum load of 60 MN under service conditions.

Then, considering the transverse wind that acts on the bridge, it is necessary to establish some sort of transverse support in the final abutment. It was solved with a downward extrusion from the support diaphragm, with two vertical neoprene-teflon plates which, allowing the free longitudinal movement of the deck, fixe it, nevertheless, in the traverse direction.

4.15. Qualities of the concrete

The Project, conditioned by the important loads to be resisted by the

sí el inconveniente de que, en caso de corrosión de algún cordón, contribuiría a hacer más difícil su detección. El color del tirante es el de la vaina protectora de los monocordones, para el que elegimos el blanco. Aunque, desde luego, la salida de los cordones del tablero se ha protegido con tubos antivandálicos de acero inoxidable.

Cada cordón se ancla en la placa final de apoyo mediante un sistema de cuñas, pero la trompeta final está rellena de un compuesto de cera que protege sus extremos de acero visto contra la corrosión.

A causa del anclaje en cuña de cada cordón hubimos de renunciar en el proceso constructivo a sobretesar cada tirante en el instante de su instalación para destesarlo ligeramente en la etapa siguiente. Sobretesado que apetece para hacer frente al pico de momento negativo que por el peso del carro de avance se produce en el extremo del voladizo. Pero hubo que renunciar a ello porque cualquier destesado supone dejar dentro del tirante útil las huellas de la cuña que lo ha anclado en la fase anterior, con el debilitamiento que, frente a un fallo por fatiga, tales marcas suponen.

4.14. Los aparatos de apoyo

Al estar el puente empotrado en el contrapeso final, los movimientos longitudinales del tablero se acumulan a partir de este punto, por lo que las placas de apoyo sobre cada una de las pilas y sobre el estribo 2 han de ser deslizantes en tal dirección. Pero, además, dada la importante dimensión transversal del puente, hay que permitir también movimientos en esa dirección. Y, no habiendo ningún apoyo situado bajo el eje del tablero, que podría actuar como punto fijo, todas las placas han de ser deslizantes multidireccionales. Ocurriendo que cada una de las dispuestas sobre las pilas-plinto están dimensionados para una carga máxima de servicio de 6.000 Mp (60 MN).

Ocurre entonces que, frente al viento transversal al puente, hay que establecer algún apoyo en el estribo 2. Lo resolvimos con un tetón saliente hacia abajo del diafragma de apoyo que encaja en un cajeado del estribo con el que contacta mediante dos placas verticales de neopreno-teflon, que, permitiendo con libertad el movimiento longitudinal del tablero, lo amarran fijamente en sentido transversal.

4.15. Calidades del hormigón

El Proyecto, a la vista de los grandes esfuerzos que el mástil debía soportar se

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

planteó con hormigón de 60 Mpa de resistencia característica en mástil y vela y de 45 Mpa en los nervios de borde del tablero. Con la preocupación no sólo de disponer de seguridad estructural sino también de conseguir hormigones compactos que garantizaran una mejor durabilidad de la obra. Como veremos después, los hormigones realmente construidos superaron muy ampliamente estos requisitos mínimos.

5. LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

5.1. Células laterales

La obra se inició construyendo el contrapeso, las pilas de margen izquierda y, utilizando cimbra, los nervios de borde del vano lateral. Momento en que comienza la construcción del mástil inclinado mediante encofrados trepadores. Al tiempo que, usando una cimbra estructural, se encofra y se van llenando trozos sucesivos de la vela inclinada, tal como puede verse en la Figura 18.

La ejecución del mástil inclinado requiere emplear tirantes provisionales. Hemos proyectado la cimbra de la vela como una estructura aporticada. Obsérvese que el funcionamiento como pórtico de esa cimbra pone en tracción al nervio de borde que, en esos momentos, disponía ya de un pretensado longitudinal suficiente para resistirlo en combinación con la flexión de peso propio.

Es importante señalar que las fases de llenado del mástil, la vela y la cabeza se estudiaron con el mayor cuidado para establecer rehundidos superficiales en sus paramentos que ocultaran por completo las juntas de ejecución. Dibujo que se hizo aprovechando al máximo las dimensiones reales de las planchas de tablero fenólico que el constructor utilizó como encofrado. Ni que decir tiene que tanto el llenado de la vela (de sección complicada y con numerosas vainas de pretensado en su interior) requirió maestría constructiva. Al margen de que, al ser imposible establecer en ella ningún pretensado antirretracción en sus trozos sucesivos, hubimos de confiar en la adecuada dosificación del hormigón (con muy baja relación agua/cemento) para evitar una temperatura de fraguado excesiva y una fisuración prematura.

La cimbra de la vela planteó también el problema de su estabilidad frente al viento transversal, acción que sólo la vela y la cabeza terminadas estaban en condiciones de resistir. Para ello se dotó a la estructura de cimbra de vientos transversales anclados a muertos de hormigón dispuestos sobre el suelo. Además, al encofrado situado sobre la cimbra de la vela se le dotó de contraflecha circular, de modo que esas piezas muestran una ligera contracurva ascendente que la vista agradece.

El llenado de los trozos de mástil tampoco resultó fácil. Con la dificultad añadida en la cabeza superior de orientar debidamente los tubos de acero de salida de los tirantes, en los que cualquier error de posición hubiera creado un problema serio. Que, gracias a la dedicación y experiencia del equipo de obra, no llegó a ocurrir.

5.2. Ejecución del vano principal

La Figura 20 muestra las fases iniciales de construcción del vano principal. Con un arranque de nervios de borde que se hace sobre cimbra apoyada en su borde frontal en pilotes provisionales que permite la instalación y el tesado del primer tirante. Puesta en carga que libera a ese apoyo provisional y que deja todo dispuesto para iniciar la construcción en voladizo. Incluso para recordatorio nuestro, el plano muestra con claridad cuál es la carga de gravedad que en cada etapa se introduce. En el recuadro de texto se definen con detalle todas las actividades que lleva consigo el proceso constructivo.

En un proceso de optimización que fue propuesto por los constructores, obsérvese cómo en la etapa 2, en la que se llena la dovela 2, se está ya utilizando un carro de avance que es la misma estructura de cimbra utilizada para la etapa 1, que a su vez proviene de la cimbra empleada para el llenado del vano lateral del nervio de borde. Las dovelas, de 9 metros de longitud, que es la separación entre amarres de tirantes, disponen de juntas finales situadas a 3,60 metros por delante de esos nudos. Distancia que nos ha permitido incluir dentro de cada dovela el diedro de anclaje de tirante correspondiente.

El carro se sustenta en el voladizo ya construido, con un cuelgue frontal a base de un pórtico transversal, situado por encima del tablero, que apoya sobre las almas del nervio de borde y que vuela más allá de ellas para suspender a la estructura móvil. En la parte trasera, la estructura del carro apoya hacia arriba presionando contra el intradós del nervio de borde, mediante ruedas que hacen posible el avance. Además, la concepción de ese carro tiene que hacer posible su avance en un movimiento de regla de cálculo salvando la presencia

compressed mast, asked for a characteristic resistance of the concrete of 60 Mpa. In the border-girders, 45 Mpa were allowed. There was a concern for structural security but also to get a concrete compact enough that would guarantee a longer durability of the material. The real material overcame these minimum requirements broadly.

5. THE CONSTRUCTION OF THE BRIDGE

5.1. Lateral Cells

The work begun by building the counterweight, the piers of the left riverbank and, using a temporal scaffold, the girders of the lateral span. At which point the construction of the inclined mast begins through climbing form-work. At the same time, using an important centering, we placed the form-work of the inclined sail and successive segments were concreted, as it is seen in figure 18.

The building of the inclined mast requires, due to its nature, the use of provisional supporting cables. We projected the centering of the sail as a framed structure. Note that, since it works as a frame, that auxiliary structure puts into tension the border-girder which, as such, is already pre-stressed with enough force to resist the combination o the tensile force and the bending of the self weight.

We should point out that the filling stages of the mast, the sail, and the upper head were studied with great care, establishing the surface grooves which hide the joints completely. The drawing was made taking advantage of the real dimensions of the shuttering panels that the contractor used for the formwork. Needless to say, the filling process of the sail (which has a complicated cross-section and numerous pre-stressed sheaths within it) required masterly construction. It was impossible to establish in the sail any kind of quick prestressing against shrinkage in their successive segments. We had to adjust the minimum possible amount of cement in the dosage of concrete (with a very low relation water/cement) to avoid excessive temperatures and premature cracking.

The auxiliary centering of the sail was due to face front by itself the transverse wind, an action which only the sail with the finished mast and head were conditioned to resist. Furthermo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

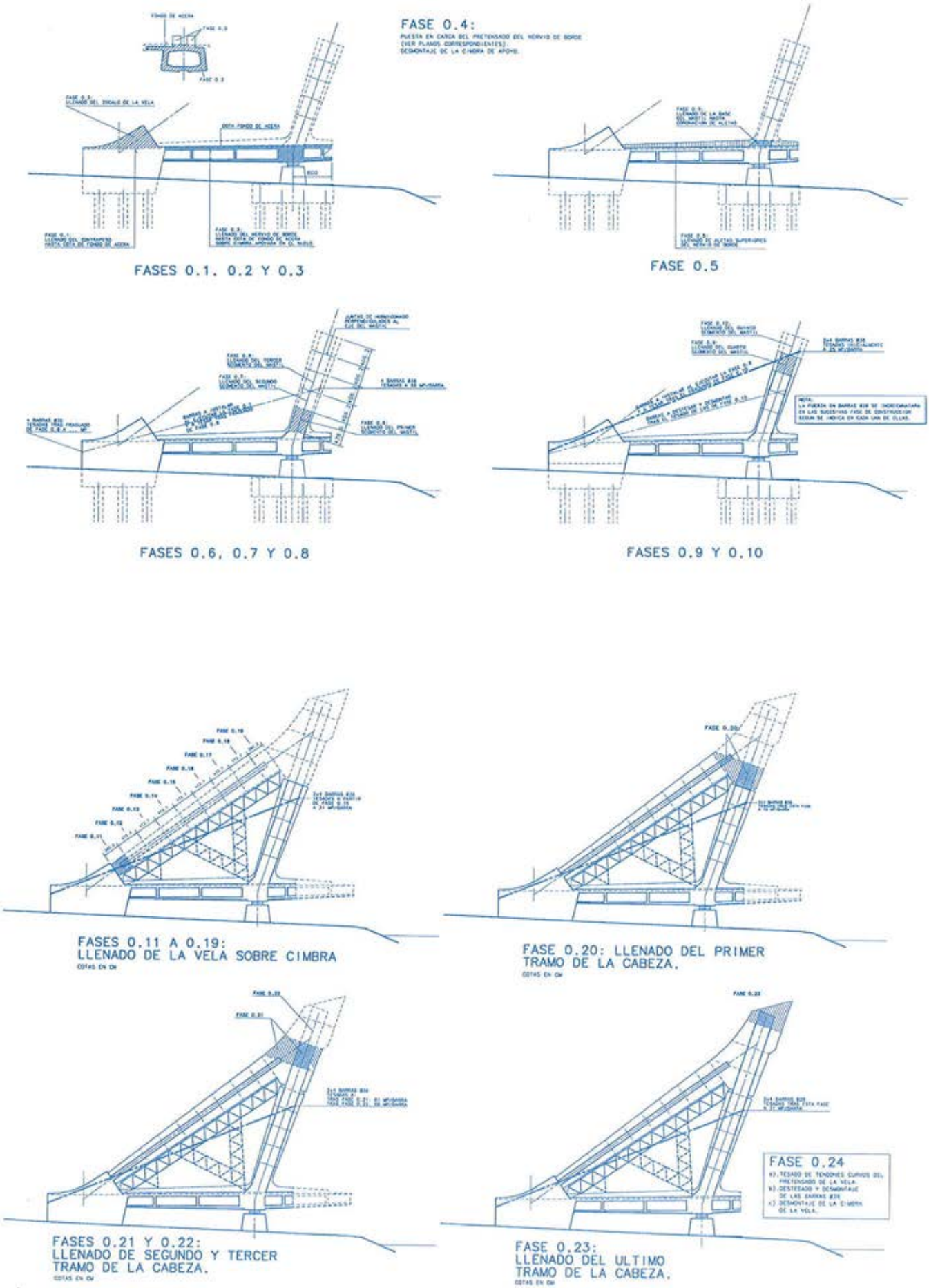


Figura 18: Proceso constructivo de las células laterales.
Figure 18: Constructive Process of the Lateral Cells.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

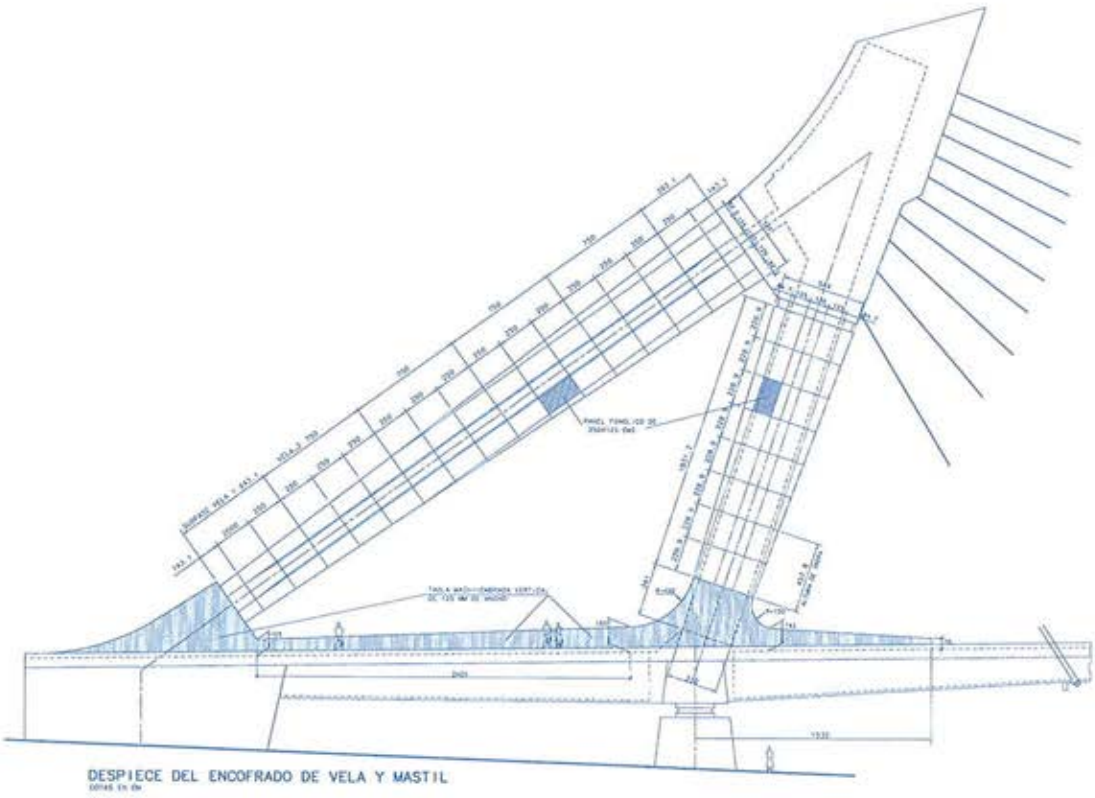


Figura 19: Despiece del encofrado de la célula lateral.
Figure 19: Successive formwork of the lateral cell.

por arriba del tirante que se acaba de instalar y poner en carga para la última dovela ejecutada, lo que requiere un sistema de doble pórtico de cuelgue que se desmontan y montan sucesivamente.

Pero, además, al tratarse de dovelas de una longitud tan importante como 9 metros, aparecen cuestiones delicadas como:

- Llenado de volúmenes importantes de hormigón: cada dovela supone unos 50 m³ de este material, a colocar en dos fases: El fondo de la sección cajón primero y, en segunda fase, almas y tabla superior del nervio.
- Ejecución simultánea, en un espacio escaso y confinado, de los tabiques del diedro de anclaje del tirante frontal, cuyas paredes tienen un espesor de sólo 20 cm.
- Deformabilidad de la propia estructura del carro bajo la carga del peso propio de la dovela.
- Movimientos verticales importantes del nervio de borde ya construido, hacia abajo al llenar y hacia arriba al tesar el nuevo tirante que se ancla en la dovela.
- Disponiendo de los resultados de un programa con efectos reológicos del hormigón no resulta difícil dar al extremo del carro de cada dovela la contraflecha teórica precisa para que, al menos teóricamente, esa sección se halle a la cota deseada al final de la construcción. Valores teóricos que un seguimiento continuo de los movimientos verticales reales del voladizo ya construido nos ha permitido reajustar a lo largo de la obra actuando sobre los parámetros básicos del modelo.
- Más delicada resulta la instalación dentro de cada dovela a punto de llenado del tubo de acero de salida del tirante. En efecto, lo cómodo hubiera sido orientar ese tubo de modo que su eje coincida con el del tubo de salida de la cabeza del mástil. Pero igual que ocurre con los movimientos verticales sucede con los giros angulares: Por ello, haciendo un acto de fe, hay que disponer esos tubos con una orientación diferente, tal que sumada al giro acumulado, instantáneo y diferido, que esa sección sufra desde que se construye hasta el final de la obra, acabe llevando ese eje a coincidir con el del tubo de salida del tirante de la cabeza de anclaje. Nuestra fe ha sido recompensada porque con la obra acabada no se aprecia quiebro angular alguno en ningún tirante.

Para garantizar el plazo de la obra se hizo necesario minimizar en la medida

re, an uppward curved form was given to the formwork of the sail, placed on the centering. The result is that such members are shaped under these guidelines, showing a slight upward slant, aesthetically pleasant to the eye.

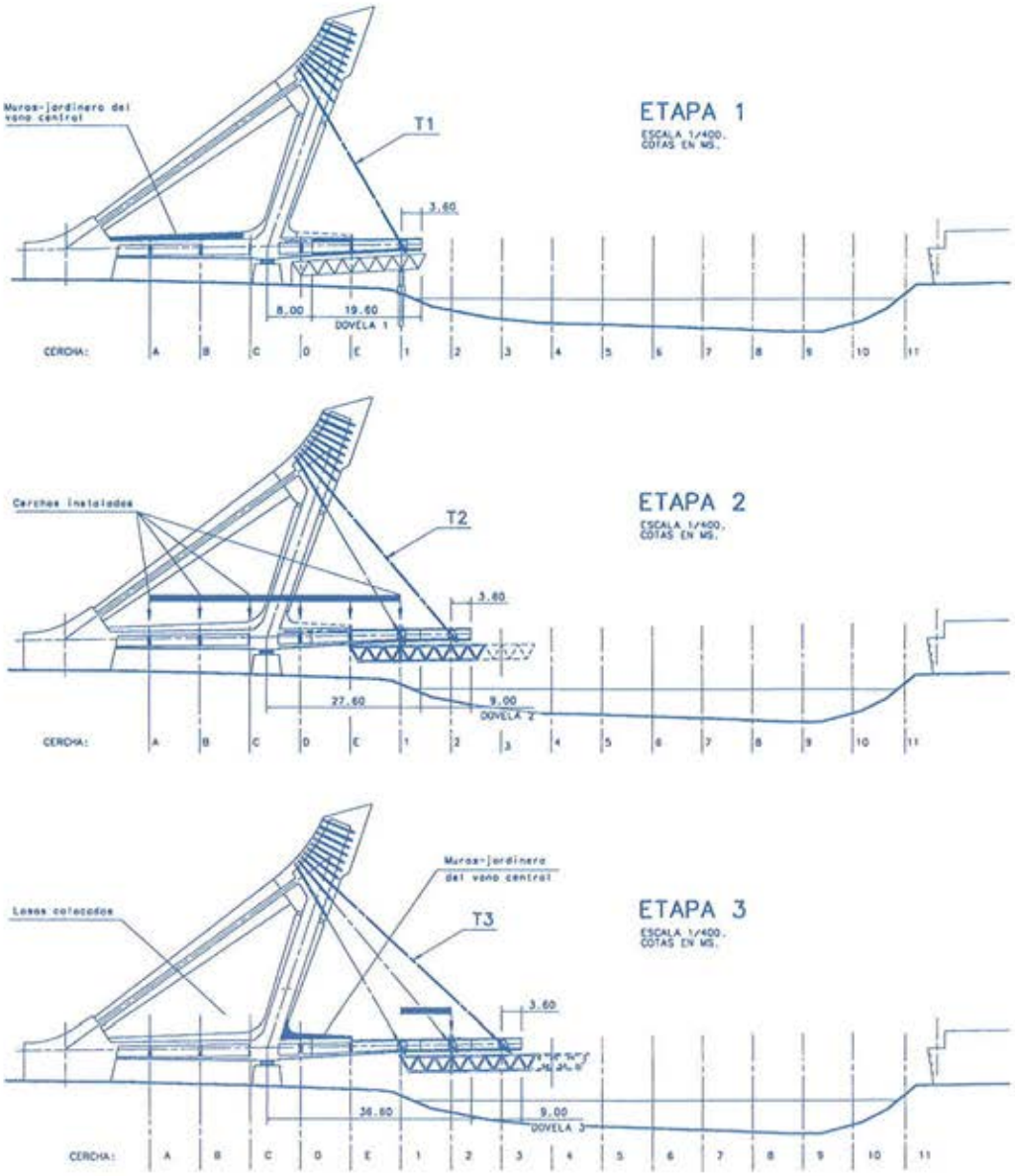
The filling of the mast pieces was not easy either. With the added difficulty at the upper head of properly guiding the steel tubes from which the stays spring out, in which any positional error would have created a serious problem. Nevertheless, and due to the dedication and experience of the construction crew, nothing of this happened.

5.2. Main span construction

Figure 20 shows the initial phases of construction of the main span. With an outburst of the border-girder 28 meter length poured over a fixed centering, supported at the riverside by a provisional bored pile (stage 1). As soon as the first stay is installed and put under tension, the centering is hung from the concrete girder and the cantilever construction may begin (stages 2 and successive).

In an optimization process proposed by the contractors, one may see how in the stage 2, when the segment 2 of the

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025



AVANCE EN VOLADIZO: ETAPAS 1 A 3

ETAPA	TAREAS
1	1.- Montaje cimbra fija sobre pilotes provisionales. 2.- Hormigonado de Dovela 1, de 19.60 ms de longitud. 3.- Pretensado de tendones internos de Dovela 1. 4.- Instalacion y puesta en carga del Tirante 1. 5.- Desmontaje cimbra fija y demolición pilotes provisionales. 6.- Montaje del carro de avance en posición de Dovela 2. NOTA: Antes de pasar a etapa 2, los muros-jardineros del vano lateral estarán hormigonados.
2	1.- Llenado de Dovela 2, de 9.00 metros de longitud. 2.- Pretensado de tendones internos de Dovela 2. 3.- Instalacion y Puesta en carga del Tirante 2. 4.- Avance del carro a posición Dovela 3. 5.- Montaje de cerchas A/1, más larguero y traveseños. 6.- Instalacion de losas A/1.
3	1.- Llenado de Dovela 3, de 9.00 metros de longitud. 2.- Pretensado de tendones internos de Dovela 3. 3.- Instalacion y Puesta en carga del Tirante 3. 4.- Avance del carro a posición Dovela 4. 5.- Montaje de cercha 2, más larguero y traveseños. 6.- Instalacion de losas 1-2.

Figura 20: Arranque del vano principal.
Figure 20: Start up of the main span.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

de lo posible el tiempo total de ejecución de cada una de las dovelas, ya que su construcción resultaba camino crítico de la estructura. Al inicio del avance, el ciclo de fabricación de una dovela era de 10 días, pero la habilidad que los equipos de operarios adquirieron permitió bajarlo a sólo 8 días. Por supuesto que el hormigonado de la segunda fase de la dovela terminaba al atardecer de un día y, tras una noche con temperaturas próximas a cero grados, los tendones de pretensado que se anclaban en la cara final de la misma se ponían en carga a las 8 de la mañana del día siguiente. Bien es cierto que ese hormigón se protegía con manta aislante, mientras se insuflaba aire caliente dentro del nervio. Como resultado, a la mañana siguiente el hormigón alcanzaba resistencias de 50 Mpa.

El montaje de las cerchas transversales de acero no podía seguir de cerca al llenado de las dovelas porque el importante movimiento que su peso propio engendraba en la punta del voladizo sobrecargado por el nuevo hormigón hubieran creado unos esfuerzos temporales inadmisibles para el acero. Y ello a causa de que era imposible llenar en paralelo ambos nervios de borde y evitar la desnivelación transversal entre uno y otro arranque de la cercha. La forma de limitar esos esfuerzos es, obviamente, limitar el movimiento vertical de los arranques, lo que nos condujo a montar y soldar esas cerchas con un decalaje de 4 módulos con respecto al avance del voladizo.

6. EL HORMIGÓN DE LA OBRA

Los hormigones del Puente de Hispanoamérica en Valladolid tienen que cumplir una serie de condicionantes que los alejan de los métodos de diseño convencionales y nos acercan a los nuevos métodos de diseño del hormigón de altas prestaciones, donde uno de los parámetros principales de cálculo es la resistencia a tracción del material. En su formulación se utilizan ensayos y técnicas, algunas de ellas especiales, para determinar el mayor número de características del material en función de los condicionantes que imponga el proyectista.

El hormigón de este puente debía cumplir los siguientes condicionantes:

- Resistencia media a tracción directa del hormigón en mástil y vela del orden de 10 MPa.
- Que la relación entre la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad a tracción fuera lo más alta posible.
- Alta estabilidad de volumen, para evitar en la medida de lo posible la aparición de fisuras superficiales.
- Mínimo calor de hidratación, para evitar la presencia en superficie de fisuras de afogarado.
- Mínima porosidad del hormigón, especialmente en superficie.
- Máxima durabilidad.
- Color uniforme y tan claro como fuera posible.
- Hormigón bombeable hasta 70 m de altura, con sistemas convencionales de bombeo.
- Tiempo mínimo de trabajabilidad del hormigón de hora y media, para cualquier condición ambiental.
- Que el hormigón dispusiera de una reserva de materiales anhidros, para poder reaccionar formando nuevos productos de hidratación ante cualquier proceso de fisuración que pudiera presentarse, en especial en las zonas solicitadas a tracción, evitando los procesos de corrosión de la armadura.
- Que la consistencia del hormigón en el momento de la puesta en obra fuese tal que permitiera hacer todos los remates constructivos necesarios.

En lo que a características del hormigón en estado fresco se refiere, hay que hacer las siguientes consideraciones:

Como todos los de altas prestaciones, la reología del hormigón del puente de Hispanoamérica es muy distinta de la de los hormigones convencionales. De hecho, aunque en el momento de la puesta en obra, y por necesidades del bombeo y armado, presenten una consistencia estática próxima a 20 cm., hay que aplicarle una energía de vibración superior a la que exigen los hormigones convencionales, principalmente cerca de los encofrados, para sacar las burbujas de aire que quedan atrapadas debido a la alta viscosidad del material. Con un tiempo de puesta en obra, vibrado y acabado que ha sido para todas las condiciones ambientales de la obra superior a noventa minutos.

Con respecto al comportamiento de la zona de transición entre árido y pasta, hay que mencionar que se estudió en laboratorio con técnicas de energía ultrasónica, confirmando estos resultados con microscopía eléctrónica de barrido y ensayos de tracción directa. Los resultados fueron excelentes, consiguiendo formar el tan ansiado "cordón de soldadura" entre el árido y la pasta y con ello, una muy buena continuidad estructural para una distribución lo más homogenea posible de los estados tensionales en el hormigón.

Hablando del hormigón endurecido, partíamos de una resistencia caracterís-

girder is poured, the same centering used in stage 1 as a fixed structure is used like a movable carriage. The successive segments, 9 meters length, that it is the distance among theoretical joints of connection between the stays and the concrete girder, have meetings ends located 3,60 meters further these theoretical joints. Such a distance has allowed us to include inside each segment the dihedral of concrete walls that serves as anchorage for the corresponding stay.

The travelling carriage is sustained by the already built cantilever, suspended from a transverse steel frame that is supported on the webs of the hollow girder and that flies outside them in order to hang the movable structure. In the rear, the movable carriage is supported downwards against the soffit of the built concrete girder, with wheels that allow the longitudinal movements.

Further, the front support of the travelling carriage must be conceived in order to allow its onward movement: the existence of the last installed stay obliges to dispose two steel frames, in such a way that one after the other, in order to cross the stay, they are dismounted, and later mounted, thus avoiding the interference of the stay.

But, furthermore, with segments of 9 meter length, some delicate questions appear:

- *The pouring of important volumes of concrete: Some 50 cubic meter per segment to be poured in two different stages. First, the lower flange of the box girder, later the webs and the upper flange.*
- *At the same time the dihedral walls for the internal anchorage of the stay must be made. Difficult task to be made in a very scarce space and with walls, only 20 cm thick.*
- *The important deformability of the movable carriage under such load must be taken into account.*
- *There are significant vertical movements at the tip of the built cantilever, downwards due to the weigth of the concrete of each new segment , upwards due to the tensioning of the new stay.*
- *With an analysis program that takes account of the elastic and the differed movements of the structure, it is possible to predict the long term movements that each of the cross-sections of the girder is going to undergo at the successive stages after its construction. And, in this way, it is possible to dispose the tip of each new segment at the*

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

theoretical level that guarantees that, after a long time, this cross-section will be placed at the desired level.

• There is a more delicate question: The angular orientation to give to the steel tubes that are placed inside each segment and that allow the installation of the new stay. It should be easy to orient each of them towards the axis of the tube placed in the head of the mast, but in the same way than the vertical movements, this particular orientation is the one we would like the stay to have when the bridge is finished and all the instantaneous and diferred movements due to the permanent loads have arisen. This is why, at the moment of the installation of the steel tube in the movable carriage, one can't orient directly its axis to the upper anchorage, but, instead, one must make a believing act and rotate it according a theoretical "counter-angle" derived from the analysis. It seems that our faith has been rewarded because there are no angular breaks at the points where the stays spring from the girder.

To guarantee the term of the work it became necessary to minimize the total time of construction, insofar as possible, of each of the segments that compose the border-girder, since their erection was a critical path of the structure. To the beginning of the advance, the cycle of erection of a segment was of 10 days, but the ability acquired by the teams of laborers allowed to reduce it to only 8 days. Of course that the pouring of the second phase of the typical segment finished at dusk of a day and, after one night with temperatures close to zero degrees, the prestressing tendons that were anchored at its end face were tensioned at 8 o'clock the following day. Of course, the hardening concrete was protected with an insulating blanket, while hot air was blown the whole night inside the nerve. As a result, after 12 hours of hardening the resistance of concrete reached a value of 50 Mpa.

The steel transverse trusses were later assembled by welding its ends to the steel plates embedded in the internal web of the concrete girders. But this connection could not be done too close to the tip of the existing border-girders. And this, because the important vertical movements undergone by the ends of the existing cantilever. Because it is impossible to pour both parallel segments with mathematical precision, one of the girders undergoes a relative vertical movement with regard to the other, when corresponding internal bending arises in all the steel trusses already connected to the concrete girders. Of course, such bending is temporal and will fade out when the parallel segment of the other border is poured. But, in any case, those are bending moments that should be resisted without reaching the yield stress of the steel. When tensioning the new stays, the reasoning is the same: It is impossible to stress simultaneously both stays in order to avoid differential movements at the tip of the girders. As a result, in order to have internal stresses small enough, we decided to connect to the border girders the steel truss positioned 4 modules after the advancing segments of concrete.

6. CONCRETE FOR THE CONSTRUCTION

The concrete used for the Hispanoamérica Bridge in Valladolid had to meet a series of demands that separates it from the conventional design methods and that are closer to the new concrete design methods, leading to what we call high performance concrete. Where one of the main parameters of calculation is the tensile resistance of the material. For its formulation tests and techniques are used, some of them special, to determine the maximum types of material characteristics as a function of the conditions that the designer requires.

The concrete of this bridge had to meet the following requirements:

tica especificada en proyecto para el mástil y la vela de 60 Mpa a compresión. Para garantizar uniformidad de color se trabajó con los cementos grises más claros del mercado español. Y para lograr resistencias medias a tracción directa próximas a 10 Mpa se modificaron las dosificaciones iniciales, prácticamente sin aumento de costes, alcanzando finalmente una resistencia media de 90 Mpa a compresión.

Resumimos a continuación las características del hormigón endurecido del mástil y vela, que fue fabricado y suministrado por la empresa Hormigones Zarzuela:

Resistencia media a compresión (3 días)	71 Mpa.
Resistencia media a tracción directa (3 días)	6,5 Mpa
Resistencia media a compresión (28 días)	90 Mpa.
Resistencia media a tracción directa (28 días)	10 Mpa
Retracción (A/C ª 0,27)	1,5 mm/m
Módulo de elasticidad medio a compresión (28 días)	480.000 kp/cm^2
Coeficiente de Poissón (28 días)	0,167

Otras características que distinguen a este hormigón son:

– La relación entre resistencia a compresión (expresada en kp/cm^2) y contenido de cemento (en kg/m^3) conseguida en el nervio de aguas abajo ha sido superior a 2,25, cuando es normal que este valor sea menor que uno.

– La temperatura del hormigón no

Foto 1. Cimentación del contrapeso y armadura de los plintos de pilas en la margen izquierda del río.
Figure 1. Foundation of the counterweight and reinforcement of the piers at the left bank of the river.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

superó en ningún elemento estructural los 62º, ni bajó durante el proceso de hidratación de 12ºC.

– El color tan claro del hormigón y la falta de manchas, teniendo en cuenta que se utilizó un cemento gris.

– El hormigón ha sido diseñado para fijar los cloruros medioambientales y autoprotegerse de la carbonatación por el dióxido de carbono de la atmósfera, aumentando de forma significativa la durabilidad de la estructura.

– En su formulación se han evitado adiciones, salvo el 5% que puede incorporar el cemento. Y ello porque la resistencia especificada se podía conseguir con cantidades normales de un cemento de buena calidad, por el riesgo de manchas en el hormigón y el mayor coste, en el caso de haber empleado humo de sílice. Y también por el aumento de la relación entre resistencia a tracción y módulo de elasticidad, respecto de la solución sin adiciones.

7. LA PRUEBA DE CARGA

El domingo 9 de Mayo de 1999 se efectuó la Prueba de Carga del Puente de Hispanoamérica. Consistió en someter a la estructura a siete hipótesis de carga distintas, todas ellas estáticas, para lo cual se cargó el puente con camiones de 30 toneladas, llegándose a emplear hasta 40 camiones en una de ellas.

Se registraron las cotas de 36 puntos de la estructura (12 de la mediana y 12 de cada una de las dos aceras laterales) en carga y descarga, empleándose el punto de mayor flecha para comprobar la estabilización tanto en carga como en descarga.

Para la hipótesis de máxima carga, concretamente 40 camiones, la flecha registrada en un punto situado a 42 metros del estribo 2 (margen derecha) fue de 75 mm, cuando nuestro modelo predecía 80 mm. Tal margen de acierto se consiguió gracias a la nivelación continuada de la estructura a lo largo de todo el proceso constructivo, lo que permitió ajustar en gran medida los parámetros básicos del modelo de cálculo.

8. LOS ACABADOS DEL PUENTE

Las fotografías que se acompañan muestran los detalles de acabado: Pavimentos de la acera peatonal y pista ciclista, los tubos antivandálicos de salida de cables de tirantes, las barandillas con montantes alojando tubos luminosos que de noche marcan la silueta del tablero, las conchas de protección de luminarias diseñadas como cápsulas de

Foto 2. El contrapeso, y los arranques de las células laterales, con la de aguas abajo en fase avanzada de construcción ya que sólo se empleó un equipo de cimbra y carro de mástil.
Figure 2. The counterweight and the beginning of the lateral cells. The downstream cell is more advanced than the upstream one, because only one equipment for centering was used.

Foto 3. La superficie del contrapeso con el nervio de borde del tablero y los arranques de velas inclinadas.
Figure 3. The counterweight's surface with the border girder of the deck and the springing of the inclined sail.

Foto 4. Vista de la cimbra de la vela inclinada.
Figure 4. View of the centering used for the construction of the inclined sail.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

• *Mean value of the tensile resistance of the concrete for masts and sails: 10 MPa.*

• *Maximum relation between the tensile resistance and the modulus of elasticity under tensile force.*

• *High volume stability and minimum heat of hydration, to avoid the surface cracks.*

• *Looking for the best durability, we looked for the minimum porosity in the concrete, specially in the close to surfaces zones.*

• *Color as uniform and clear as possible.*

• *Concrete that allowed to be pumped until 70 m of height, with conventional systems.*

• *Minimum workability time of concrete of one and a half hour, for any ambience condition.*

• *The concrete should have a reserve of anhydrous materials able to react along the time, in order that new hydration products are made before any possible cracking situation under internal tensile stresses, avoiding corrosion of the reinforcement.*

• *A consistency was looked for in concrete that would allow to make all the necessary finishing work.*

Speaking now of the characteristics of the concrete in its fresh state, we will say that the rheology of a high performance concrete is very different from the one of the conventional concrete. In fact, even though at the time of pouring, and due to the needs of pumping and reinforcing, this concrete has a static consistency close to 20 cm., it needs a higher energy of vibration, specially near the shuttering, to take out the bubbles of air that are caught inside the material due to its high viscosity. With a time of pouring, vibration and finishing that has been in all the cases greater to ninety minutes.

With regard to the behavior of the transition area among aggregates and mortar paste, it was studied in laboratory by means of ultrasonic energy techniques, and later confirmation of results with sweeping electronic microscopy and test of direct tensile stress. The results were excellent, with the formation of the wished welding line between aggregates and mortar, getting though a good structural continuity for a homogeneous distribution of stresses in the mass of concrete.

Although the required characteristic compressive resistance of the concrete was 60 Mpa, the demand of a tensile

Foto 5. Construcción de nervios de borde por avance en voladizo sobre carros móviles, fabricando dovelas de 9 metros de longitud.
Figure 5. Erection of the girders by cantilevering on movable carriages, producing segments of 9 meters length.

Foto 6. Avance en voladizo con carros. Se aprecian los tubos dispuestos en las nuevas dovelas para la salida de los tirantes.
Figure 6. Centilevering construction of the girders of the main span. Inside the carriages the steel tubes for stays may be seen.

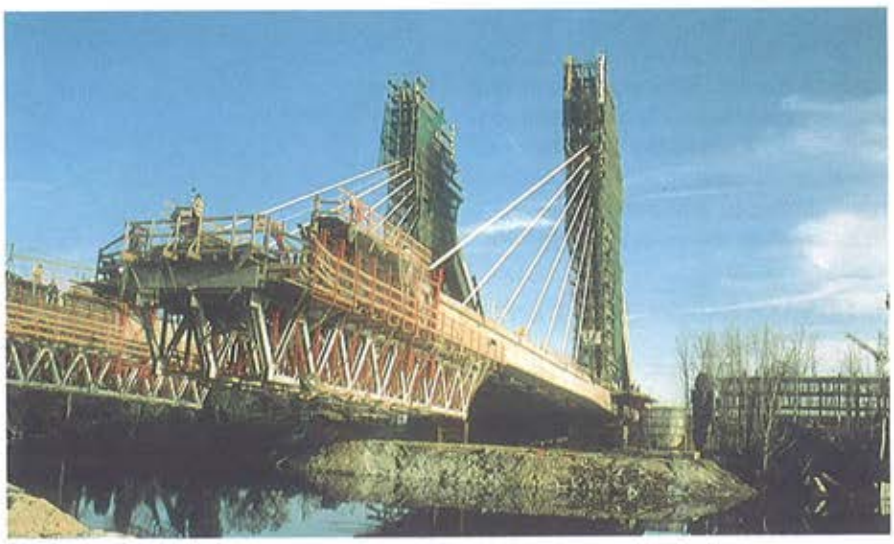


Foto 7. Carros de avance vistos desde la margen derecha.
Figure 7. Movable carriages seen from the right bank.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 8. Llenado de la última dovela, que contacta con el diafragma de apoyo sobre el estribo de margen derecha.
Figure 8. Erection of the last segment of girder, connecting with the transverse diaphragm placed over the abutment of the right bank.

Figura 9. el puente acabado desde la margen del río.
Figure 9. The finished bridge seen from the margin of the river.

Figura 10. Pórticos triangulares de la margen izquierda.
El efecto estético de los rehundidos de las velas queda patente.
Figure 10. Triangular frames of the left bank. The aesthetic effect of the grooves in the surfaces of the sails is clearly shown.

mean resistance of 10 Mpa lead us to a formulation that reached a compressive mean resistance of 90 Mpa, that was finally used. We summarize the measured resistance and the main physical characteristic of the hardened concrete, that was manufactured by the firm "Cementos Zarzuela" from Valladolid:

Mean values of measured resistance in Mpa:

Age of concrete:	*3 days*	*28 days*
Compression	*71*	*90*
Tension	*6.5*	*10*

- *Water/cement:* *0.27*
- *Shrinkage:* *1.5 mm/m*
- *Initial Modulus of elasticity under compressive stresses at 28 days:* *480.000 kp/cm² (48.000 Mpa)*
- *Poisson Coefficient at 28 days:* *0,167*

Other characteristics featuring this particular concrete were:

– The relation among compressive resistance (expressed in kp/cm2) and cement content (in kg/m³) has been higher to 2,25, a rather unusual value. Normal values are under 1.

– The concrete temperature during the hardening process was at any neasured point higher than 62 Celsius degrees. Neither it went down to 12ºC.

– The concrete was designed to fix the environmental chlorides and to protect itself from the carbonation due to the carbon dioxide of the atmosphere, increasing in a significant way the durability of the structure.

– In their formulation, any addition has been avoided, except for 5% that the cement can incorporate from the factory. And this because the required resistance could be reached with normal quantities of a cement of good quality, avoiding the risk of stains in the concrete and the higher cost derived from the use of silica fume. We preferred also to have a higher relation between tensile resistance and modulus of elasticity, that was degraded with the use of additions.

7. THE LOAD TESTS

The tests were made on Sunday, May, 9, 1999. They consisted in applying to the structure a set of 7 static loading

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 11. Los pórticos de hormigón vistos desde el vano principal. En la cabeza del mástil el rehundido central permite integrar al máximo los tirantes que allí se anclan.
Figure 11. The elevated concrete frames seeen from the main span. In the head of the inclined pylons, the central groove helps to visually integrate the stays that are anchored there.

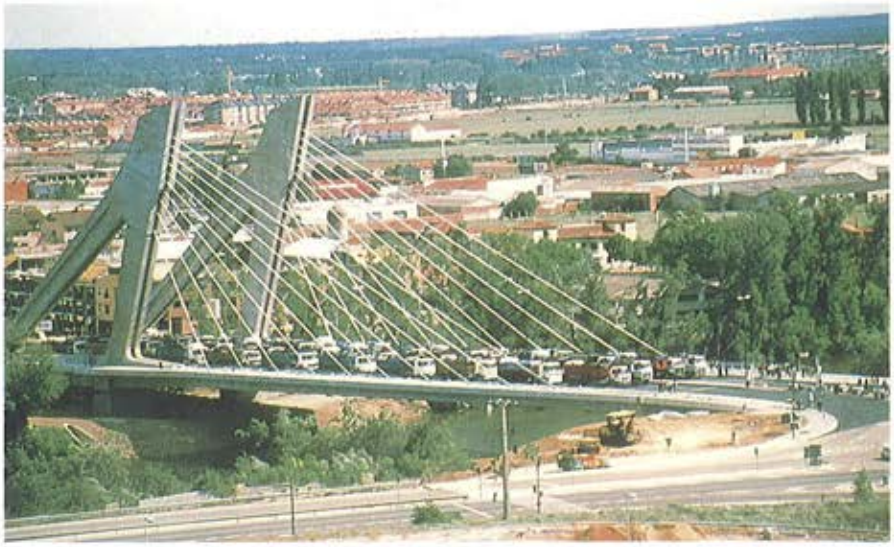


Figura 12. Vista del puente durante la prueba de carga.
Figure 12. A view of the bridge during the loading test.

cases with trucks weighting 30 ton, employing up to 40 lorries in one of them. Vertical movements were measured in up to 36 points of the structure (12 at each border and 12 at the median strip), as well under the load than after the unloading situation, in both cases up to full stabilization.

For the case of maximum load, with 40 trucks on the main span of the bridge, the maximum measured vertical movement (at a section located at 42 meter from the abutment) was of 75 mm, when our model predicted for this case 80 mm. Such a success in prediction was due to the continuous control made along the construction of the girders that allowed us to approach the real parameters of elasticity of the material. Also, it should be mentioned the fact that the structural system of this bridge is really simple, with concrete girders of a very definite cross-section and steel stays of a well known area.

8. FINISHING OF THE BRIDGE

The accompanying photos show the different details of finishing: Pavements of the pedestrian sidewalk and cyclist lanes, the protective stainless steel tubes for the springing of stays, the handrails with stanchions housing lightning tubes that at night draw the silhouette of the deck, the shells of protection of the lamps conceived like capsules of weathered steel, with a front grillage of plates that orient the light to the concrete frames and avoid dazzling the drivers.

9. HUMAN TEAM THAT CARRIED OUT THE DESIGN AND HE REAL WORK

There is a lot of people that were responsible for one or other part of the bridge. But at least the following persons should be named:

- *Jesús Martín Almeida, Civil Engineer and vicedirector of Roads at the Regional Government of Castilla y León who coordinated in all moment all the works and teams.*
- *The young civil engineers Mariano Villameriel, Ana Conde and Francisco Cambronero, and the chinese civil engineer Shihe She, who developed the analysis of the bridge in their final phase.*
- *The civil engineer Ana Ruiz Terán, who performed as resident engineer in the work, as responsible of the Work Direction.*
- *Marcos Bollati, civil engineer, expert in special concrete who made the*

hacer corten con rejillas frontales que orienta el haz de luz y evitan así el deslumbramiento de los vehículos.

9. EQUIPO QUE DESARROLLÓ EL PROYECTO Y LA OBRA

En su fase final, Proyecto constructivo y Obra fueron responsabilidad de un grupo numeroso de gente. Entre los que obligadamente hay que nombrar a:

- Jesús Martín Almeida, ingeniero de Caminos y Subdirector General de Carreteras de la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León, que actuó en todo momento como coordinador de trabajos y equipos.
- Los ingenieros de Caminos Mariano Villameriel, Ana Conde y Francisco Cambronero, y el Ingeniero Civil Shihe She, que desarrollaron los cálculos del puente en su fase final.
- Ana Ruiz Terán, ingeniero de Caminos, que fue ingeniero residente en la obra, actuando como responsable permanente de la Dirección de Obra.
- Marcos Bollati, ingeniero de Caminos, experto en hormigones especiales, que realizó los ensayos previos y formuló la dosificación del hormigón de la obra, controlando tal como él mismo explica en el Punto 6 anterior sus parámetros mecánicos y térmicos.
- Jorge García Puerta, ingeniero de Caminos y Jefe de Grupo de Ferrovial.
- José Antonio Gómez Eizaguirre, ingeniero de Caminos y Jefe de Obra por parte de la Ute.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 13. Vista del borde del tablero en la base del mástil.
Figure 13. View of the edge of the deck in the zone of the pylon.

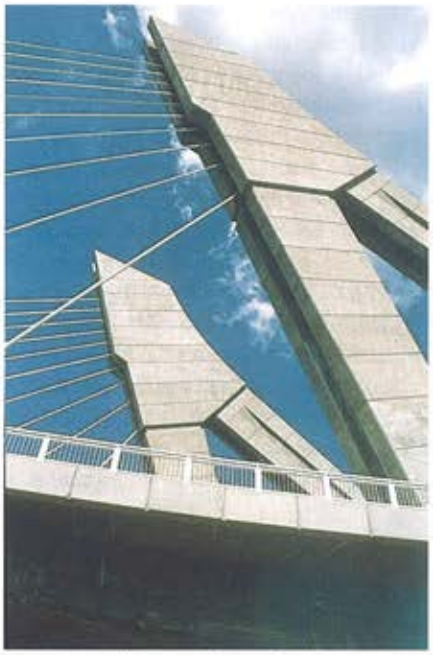


Figura 14. Mástiles y cabezas de anclaje marcan los dos planos de suspensión del tablero.
Figure 14. Pylons and heads indicate the vertical planes o suspension of the deck.

Figura 15. Vista del contrapeso final con los arranques de velas en el puente acabado.
Figure 15. View of the final block of conterweight with bhe beginning of the inclined sails.

previous tests and the design of the high performance concrete, controlling as he has explained in the above Point 6 their mechanic characteristics.

• Jorge García Puerta, civil engineer and group director of Ferrovial.

• José Antonio Gómez Eizaguirre, civil engineer, chief of construction for Ferrovial and Zarzuela

• Jesús Abril, of the company Ferrovial, manager general of the work.

All which have put in responsibility, love, effort and unlimited will and to

Figura 16.Los pórticos convierten al puente en una avenida urbana.
Figure 16. The elevated frames transform the bridge into an urban avenue.

Figura 17. Concha de acero corten para alojar focos de iluminación.
Figure 17. Shell of weathered steel provided for sheltering the lamps of artistic lightning.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

• Jesús Abril, de la empresa Ferrovial, Encargado general de la obra.

Todos los cuales han puesto en ella responsabilidad, cariño, esfuerzo y empeño sin límites y a los que, una vez más, me siento obligado a dar las gracias. Como siempre ocurre, una obra pública nace de la coordinación de esfuerzos e ideas de bastantes personas. Así ha ocurrido en esta ocasión, con el añadido de que sólo una voluntad unánime de llevarla a cabo ha hecho posible construir una obra tan poco corriente y con dificultades técnicas tan notables como ofrece el nuevo puente sobre el Pisuerga. Que viene a incrementar la trama urbana de calles sobre el cauce, haciendo de Valladolid una ciudad volcada hacia su río. Puente que, por ahora, ocupando el último lugar cronológico, cierra el bucle histórico que se inició a mediados del siglo XI con la construcción del Puente Mayor por el Conde Ansúrez.

NOTA:

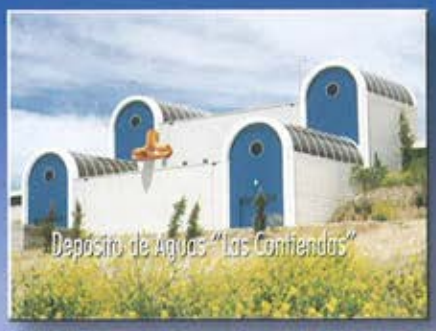
El autor agradece la colaboración en la traducción de este artículo al inglés del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, antiguo alumno suyo, Flavio Tejada.

which I feel indebted. A public work is born from the coordinated efforts of many persons, and so has also happened here, with the added point that only a unanimous will from all of them has made it possible to design and built a bridge, like this one, rather unusual and with real difficulties of construction. In any case, this is the last built bridge at Valladolid, city that can offer now a collection of 11 bridges, that was begun with the medieval stone bridge, built by the Count Ansúrez, founder of the Castilla Kingdom in the half of the XI century.

Figura 18. Los fuegos de la ceremonia de inauguración.
Figure 18. Fireworks in the opening ceremony.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

HACEMOS PRÁCTICO LO BELLO



Depósito de Aguas "Las Corriendas"

Edificio de: Consejería de Economía y Hacienda
Consejería de Industria, Comercio y Turismo

Pasarela de Peatones y Ronda Interior Sur

MÁS DE 60 AÑOS, HACIENDO PRÁCTICO TODO LO BELLO, ES EL PRINCIPAL OBJETIVO QUE LOS PROFESIONALES DE ZARZUELA NOS HEMOS MARCADO. BUENA PRUEBA DE ELLO SON ESTAS REALIZACIONES QUE FORMAN PARTE DE MUCHAS EDIFICACIONES CIVILES Y DE OBRAS PÚBLICAS CONSTRUIDAS A LO LARGO DE NUESTRA HISTORIA.

CERTIFIED IQNet QUALITY SYSTEM

ZARZUELA S.A.
EMPRESA CONSTRUCTORA

AENOR ER
ER - 726/2/96

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Pasarela peatonal, en Alicante

Pedestrian bridge, at Alicante

José Antonio Llombart
Ingeniero de Caminos

♦

Jordi Revoltós
Ingeniero de Caminos

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA. Madrid

RESUMEN

El presente artículo describe las principales características y sistema constructivo de la pasarela peatonal sobre la Autovía de acceso al Puerto de Alicante.

El diseño se ha realizado teniendo en cuenta las condicionantes estéticos derivados de su ubicación, en la nueva entrada de la ciudad. Se han cuidado especialmente las formas con el objeto de lograr la adecuada integración de la nueva estructura en el paisaje urbano.

SUMMARY

The present article describes the main features and constructive system of the footbridge over the new Alicante Harbour Highway.

The design has considered aesthetics as a priority due to its location. Special care was given to th shapes of the bridge in order to achieve a good integration of the structure with its urban surrounding.

1. INTRODUCCIÓN

La pasarela forma parte de la obra correspondiente a la Autovía de acceso al Puerto de Alicante (Figura 1). El proyecto planteaba la necesidad de resolver un cruce peatonal sobre la Autovía y crear una imagen vistosa de una obra pública, perfectamente integrada en el paisaje urbano. Se trataba, por tanto, de resolver un problema funcional, asociado a una exigencia estética, para lo cual debían aportarse unas formas congruentes con el entorno, que resultasen atractivas al viandante y con un razonable costo de obra.

Durante el desarrollo del proyecto presidió la idea de conseguir una realización caracterizada por la ausencia de elementos sofisticados, que a menudo suelen existir en obras urbanas y que en esta ocasión se consideraban como innecesarios y superfluos.

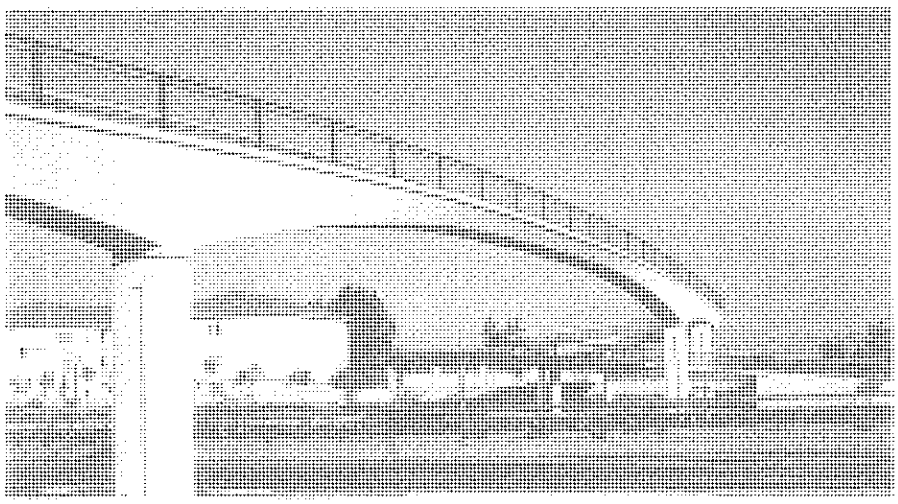


Figura 1. Pasarela. Vista general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

2. DESCRIPCIÓN

La pasarela está constituida por una estructura de hormigón, con un tablero de canto variable, que salva la Autovía mediante un vano principal de 42,50 m de luz y canto mínimo de 0,60 m (Figura 2).

El trazado de la plataforma para paso de peatones se desarrolla en curva, con transiciones suaves, tanto en planta como en alzado, con una disposición asimétrica, existiendo una forma helicoidal en uno de sus lados. Dado el carácter peatonal, se prestó un cuidado especial en el diseño de la barandilla, con el objeto de conseguir un aspecto armonioso con las formas de la estructura (Figuras 3 y 4).

El tablero tiene un ancho de 2,60 m (Figura 5) y es continuo en toda su longitud, de 120 m, existiendo únicamente juntas de dilatación en cada uno de sus dos extremos. El vano central, de canto variable, se caracteriza por su gran esbeltez. La variación de canto sigue una ley parabólica de tercer grado y la inclinación de los paramentos laterales es variable, formándose unas superficies regladas.

3. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

El tablero tiene un tramo central de tres vanos continuos, con luces 8,00 - 42,50 - 8,00 m, de hormigón postesado. El resto del tablero por el que discurren las rampas de acceso, está resuelto mediante tramos de hormigón armado, unidos monolíticamente al tramo principal, postesado.

La acusada diferencia de la magnitud de la luz existente entre el vano principal y los adyacentes aportó una gran ventaja estructural, consistente en un efecto de empotramiento en los extremos de la luz mayor, que aporta una notable rigidez a la estructura, pudiéndose disponer al mismo tiempo un tablero de gran esbeltez (Figura 6), poco común en obras de este tipo, con un canto en la clave de 0,60 m resultando una relación canto/luz igual a 1/70.

En los extremos del tramo principal, el tablero está anclado a las pilas, mediante un postesado vertical, cuyo anclaje pasivo inferior se encuentra en el interior de la zapata, dimensionado de tal forma que el hormigón de la pila se encuentra permanentemente en compresión. En la Figura 7 se aprecia el detalle del anclaje del tablero a cada una de las citadas pilas, en cuya coronación se han dispuesto unos apoyos de neopreno, que permiten el libre desplazamiento horizontal relativo entre pilas y tablero.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción del tablero se realizó por fases (Figura 8). En la primera de ellas, se construyeron los tres vanos del tramo principal, de hormigón postesado. Una vez concluido el descimbrado del tramo principal y la inyección de vainas del pretensado, se inició la construcción de los tramos laterales, de hormigón armado, unidos estructuralmente con el tablero postesado, formándose

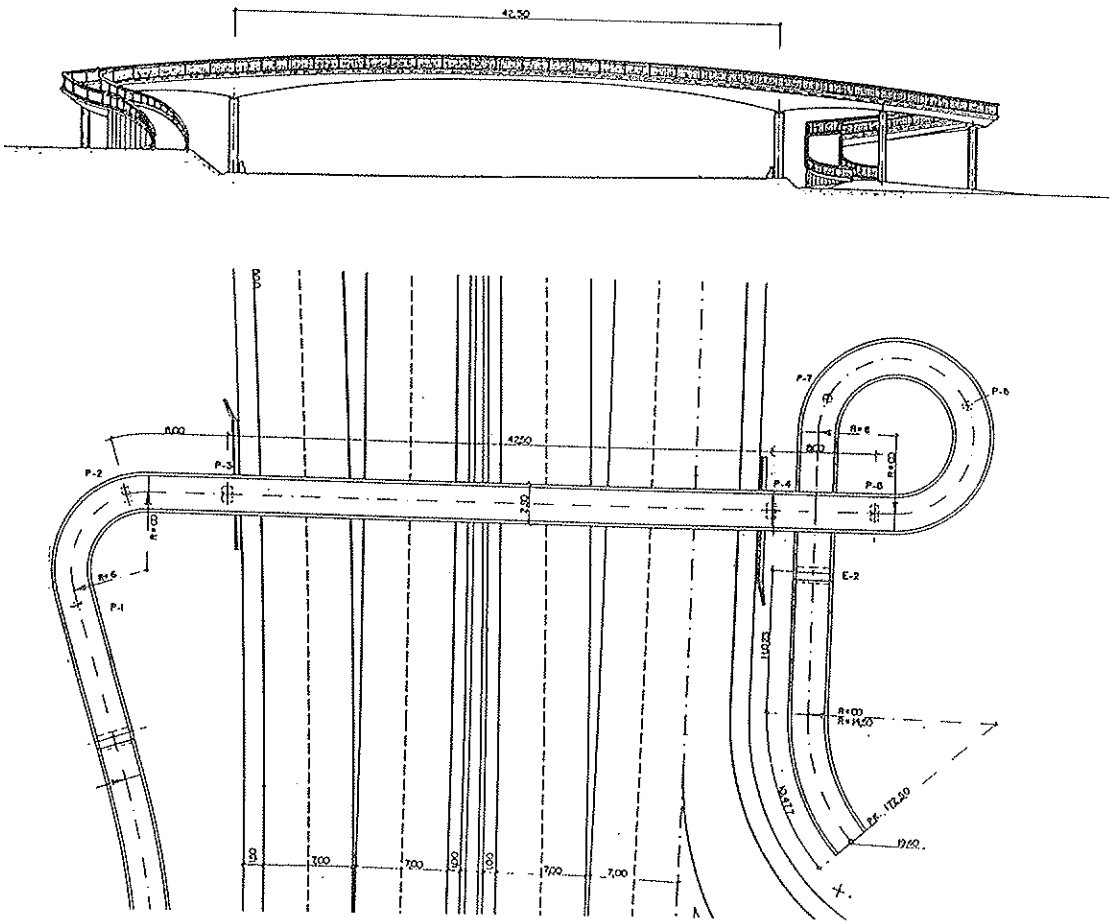


Figura 2. Pasarela. Alzado y Planta general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

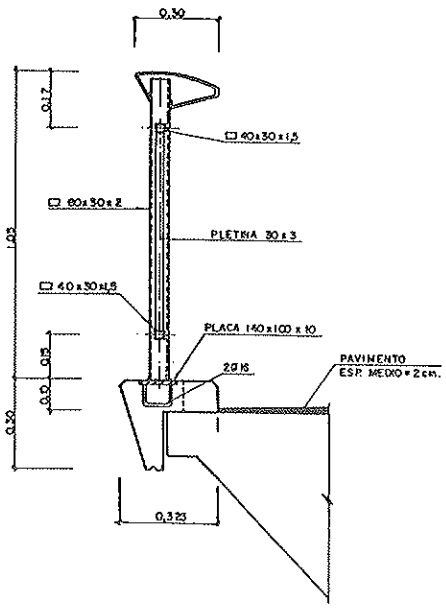


Figura 3. Detalle de imposta y barandilla.

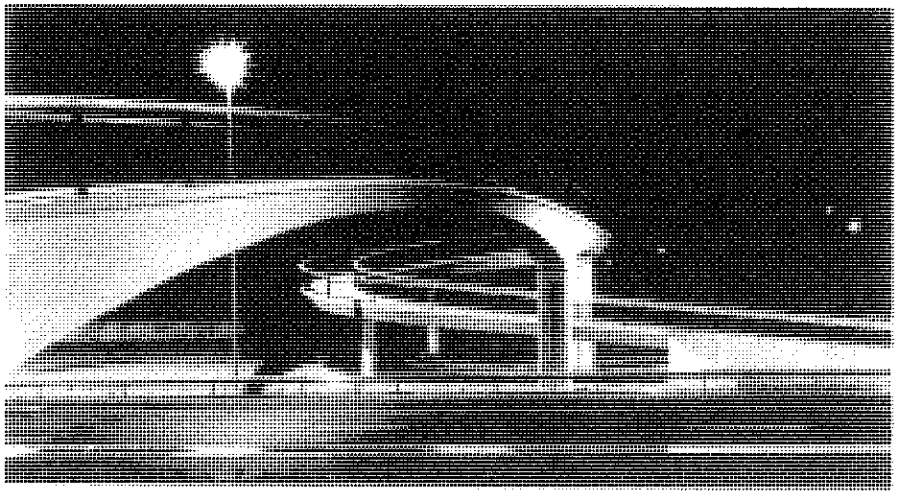


Figura 4. Imagen nocturna.

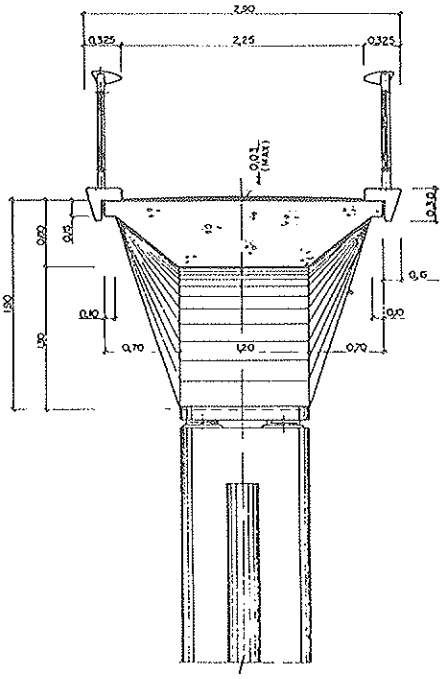


Figura 5. Tablero. Vano principal. Sección transversal.

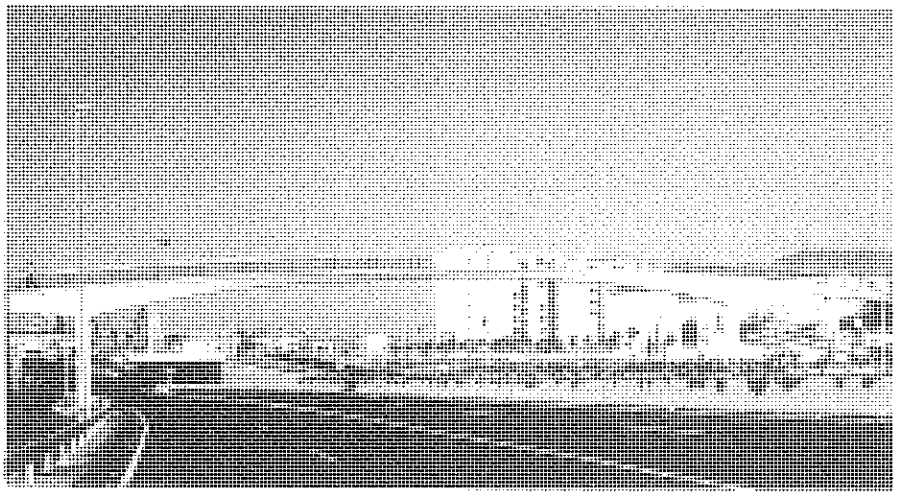


Figura 6. Imagen en que puede apreciarse el grado de esbeltez del tablero.

una estructura continua. En fase de proyecto se llevó a cabo un análisis del comportamiento previsible de la estructura a largo plazo, evaluándose la redistribución de esfuerzos, teniendo en cuenta las particularidades del proceso constructivo, con su variación del esquema estático y la diferencia existente entre la naturaleza de los vanos de hormigón armado y pretensado. El resultado indicó que la redistribuеión de esfuerzos, debidos a los efectos diferidos del hormigón, era irrelevante.

5. CONSIDERACIONES RELATIVAS AL DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONCLUSIONES

Una de las peculiaridades de la estructura consiste en la asociación de tramos de hormigón postesado y armado, unidos monolíticamente. Dicha disposición, poco común, sin embargo es congruente con los requisitos derivados del propio diseño funcional.

En fase de proyecto existía la exigencia de salvar un vano de 42,50 m de luz, resultando imprescindible la disposición de pretensado, sobre todo, tendiendo a conseguir un cierto grado de esbeltez. Sin embargo en los tramos laterales dotados de fuerte curvatura en planta y uno de ellos con trazado helicoidal, un postesado hubiese implicado una complicación innecesaria y no hubiese aportado ventajas al tratarse de luces de pequeña magnitud. A ello habría que añadir un cierto grado de incertidumbre en la valoración exacta de pérdidas debidas al rozamiento.

La continuidad entre el tramo central y los adyacentes, se realizó mediante el empalme de las armaduras pasivas a través de manguitos roscados, dispuestos en las juntas de construcción existentes entre el tramo de hormigón postesado y los de hormigón armado.

En el caso de la pasarela, objeto del proyecto, se consideró fundamental la constitución de un tablero continuo, sin juntas intermedias, que hubiesen deteriorado considerablemente la imagen global.

La realización de esta pasarela ha permitido establecer unas conclusiones en

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

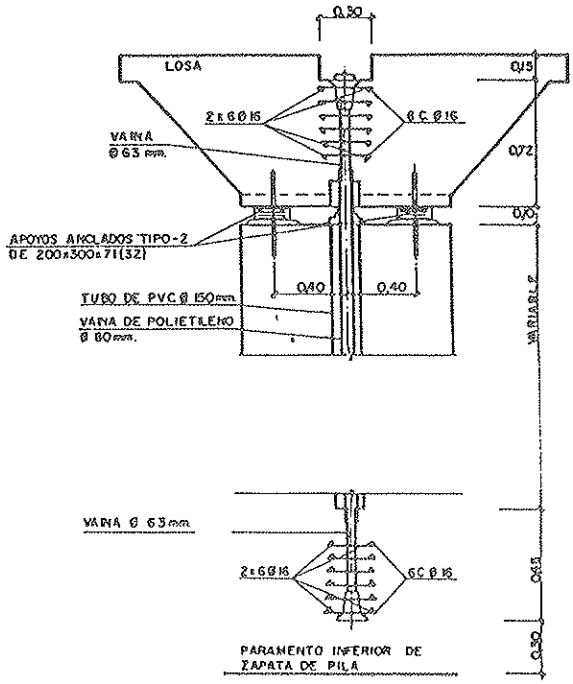


Figura 7. Pretensado vertical en pilas 2 y 5.

lo referente a la idoneidad del esquema estructural, que ha permitido conseguir unas atractivas formas en el aspecto estético, un alto grado de esbeltez, diafanidad en la zona de cruce sobre la autovía y un sistema constructivo simple, que ha precisado la utilización conjunta de tramos de hormigón pretensado y armado, aprovechando al máximo las ventajas de cada uno de los materiales.

6. EJECUCIÓN DE LA OBRA

La construcción se realizó, cuidando especialmente los detalles, con el objeto de conseguir el aspecto previsto en el proyecto. Se utilizó hormigón blanco, elaborado con áridos especialmente seleccionados, lográndose un color homogéneo en la totalidad de la estructura, sin que se viese afectado por la circunstancia derivada de la existencia de varias fases de construcción.

Cabe destacar, asimismo, una impecable ejecución del encofrado del tablero, caracterizado por la variación de formas y por las características geométricas de la superficie reglada, generada por los paramentos verticales (Figura 9).

La obra de la Autovía de acceso al Puerto de Alicante, en la que se encuentra la citada pasarela, fue realizada por la Empresa FCC (Fomento de Construcciones y Contratas).

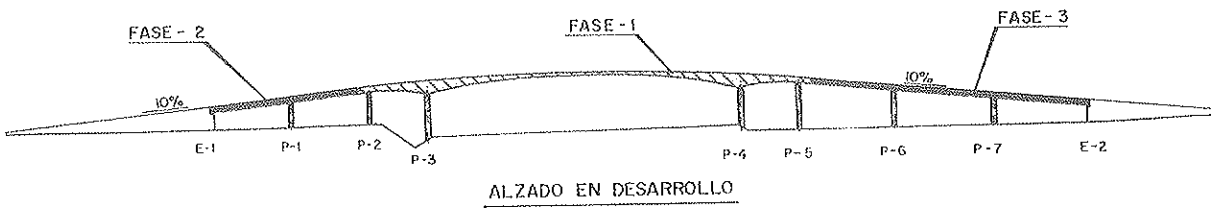


Figura 8. Fases de construcción del tablero.

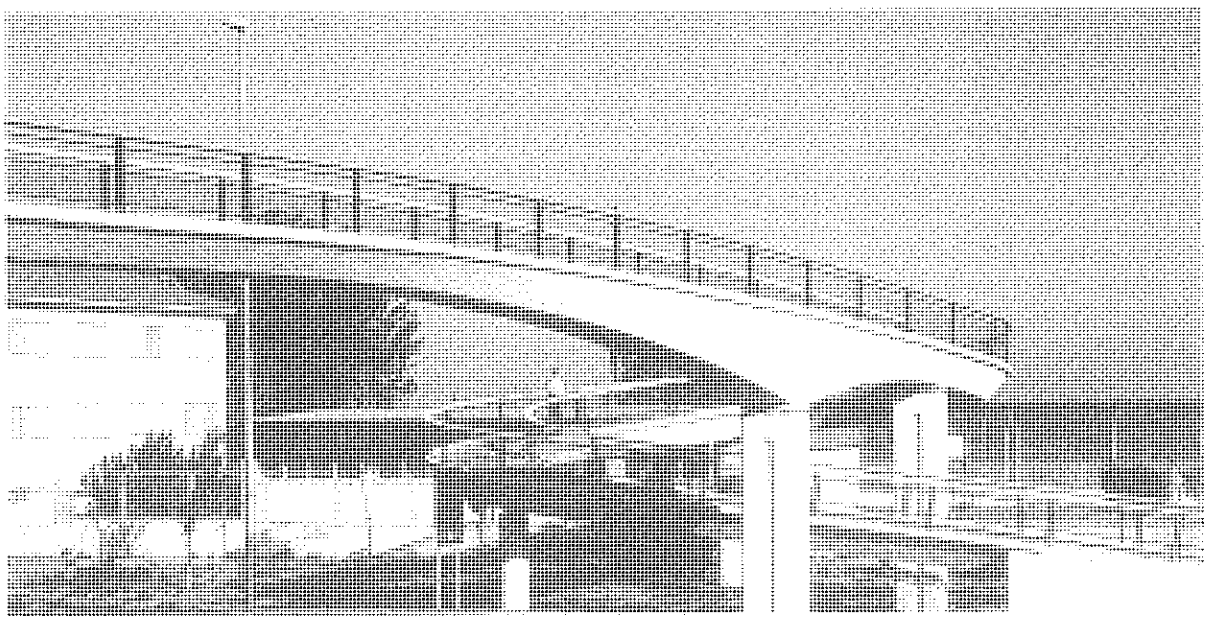


Figura 9. Detalle de la obra terminada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Nuevo puente sobre el río Tormes en Salamanca

New bridge over river Tormes in Salamanca

Franciso Millanes Mato
Dtor. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

♦

Javier Pascual Santos
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

IDEAM, S.A.

RESUMEN

En el presente artículo se describe el nuevo puente sobre el río Tormes en Salamanca. Se trata de un puente viga continua que constituye un buen ejemplo de las posibilidades de diseño que ofrece la combinación del postesado interior adherente con el pretensado exterior. En el artículo se describen los distintos elementos que configuran la estructura, y se analizan los aspectos más significativos de su proceso constructivo, incidiendo principalmente en establecer conclusiones prácticas para el proyecto de este tipo de puentes.

SUMMARY

A new bridge over river Tormes in Salamanca is described. It shows the wide range of possibilities offered by the employment of internal and external prestressing simultaneously. Most of the elements in the structure are described, and also the most important aspects of building procedure, specially those from which relevant conclusions for design can be obtained.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El nuevo puente sobre el río Tormes se localiza en la zona oeste de la ciudad de Salamanca, en un entorno en creciente desarrollo constituido por la nueva área universitaria y los barrios residenciales circundantes. Por tanto, se trata de una obra de marcado carácter urbano que potencia la conexión entre ambas márgenes de la ciudad, al norte y sur del río Tormes, mejorando considerablemente las condiciones de acceso a Salamanca.

El proyecto original del puente fue adjudicado por el Excelentísimo Ayuntamiento de Salamanca a IDEAM, S.A. y fue dirigido por el ingeniero municipal D. Carlos de Andrés y Gregorio. El encargo consistía en un trabajo de tres fases: Estudio Informativo sobre la ubicación, posible tipología y propuesta aproximada de las diferentes variantes a plantear. Anteproyecto de la variante decidida, en el que se definieron las formas de todos los elementos del puente y se realizaron los cálculos necesarios para su valoración económica precisa y, finalmente, el Proyecto Constructivo.

El esquema estructural longitudinal del puente proyectado corresponde a una viga continua de 9 vanos, los 3 vanos centrales de 50 m, sobre la sección mojada del cauce, y 3 vanos de 30 m, a cada lado sobre el cauce de avenidas. Por tanto, la longitud total de puente resulta de 330 m entre ejes de apoyos en estribos. En cuanto a la sección transversal del tablero, la plataforma, de 18 m de ancho total, se sustenta en un único cajón longitudinal de 4,60 m de anchura en su parte superior y 4,00 m en la inferior, con un canto total de 3 metros. Los voladizos resultantes a cada lado, de 6,70 m de longitud, se resuelven mediante unas piezas de tipo marco-jabalcón prefabricadas en taller dispuestas cada 5 m, y pretensadas transversalmente contra el cajón.

El proyecto original del puente contemplaba la ejecución en taller del cajón longitudinal descompuesto en dovelas longitudinales de 15 m de longitud, resolviendo la unión en obra entre ellas mediante juntas húmedas sobre apeos. El pretensado del tablero se realizaba en su totalidad mediante cables exteriores de gran potencia, con seis unidades de 37ϕ0,6" en los vanos de 50 m, con tra-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

zado poligonal entre desviadores ubicados en el interior de la sección cajón. El pretensado exterior se mostró aquí como un elemento excelente a considerar en el proyecto de puentes prefabricados de envergadura, al permitir reducir los espesores de las paredes del cajón al valor mínimo necesario por condiciones resistentes y de durabilidad que, en nuestro proyecto, resultó tan solo de 20 cm. Ello posibilitó el proyecto de una estructura muy ligera, con un peso medio de estructura resistente (cajón + losa + piezas de voladizo) de 20,3 T/m, equivalente para nuestra anchura de plataforma a un espesor medio de 45 cm de hormigón.

El poco peso y el elevado rendimiento mecánico de la sección permitieron obtener unas cuantías de pretensado realmente atractivas, incluso tratándose de un puente empujado, lo que suele resultar siempre penalizante:

Pretensado empuje (interior):	6 Kp/m^2
Pretensado 2ª fase (exterior):	6 Kp/m^2
Pretensado transversal:	4 Kp/m^2

De donde se deduce que el pretensado exterior, cuando se aprovechan al máximo sus aptitudes para reducir peso de almas y optimizar el diseño y rendimiento mecánico de la sección transversal, permite obtener soluciones estructurales cuyo coste global no debe necesariamente superar al de las soluciones tradicionales con postesado interior inyectado.

Las obras fueron adjudicadas a la UTE ELSAN – FERNÁNDEZ CONSTRUCTOR, que planteó una variante al proceso constructivo, inicialmente proyectado con montaje con grúa de grandes elementos prefabricados, para empujar in situ el puente. Por ello, se realizó el estudio del proceso de empuje del tablero y se plantearon las necesarias adaptaciones del pretensado que lo posibilitaran. Asimismo, el cajón central longitudinal se hormigonó in situ, en lugar del sistema prefabricado inicialmente previsto, atendiendo a las preferencias de la empresa constructora. Toda esta fase del trabajo se realizó en estrecha colaboración con los Servicios Técnicos de ésta, personalizados en D. José María Olaguíbel Alvarez-Valdés y D. Luis Sobrón Lumbreras.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura longitudinal del puente es una viga continua de nueve vanos, con una distribución de 3 x 30 m + 3 x x 50 m + 3 x 30 m. La plataforma superior es de 18 metros de anchura, con aceras a ambos lados de 2,50 metros, y 13 metros de calzada central, capaces para acoger dos carriles de circulación por sentido. La sección transversal se sustenta sobre un único cajón central de 3 metros de canto, con 4,60 metros de anchura superior y 4,00 metros inferiores. A ambos lados de éste se disponen modularmente cada cinco metros unas piezas tipo marco-jabalcón prefabricadas, unidas al cajón mediante pretensado transversal. Sobre estas piezas se colocan placas semirresistentes, sobre las que finalmente se hormigona la capa superior de la losa (Figura 1).

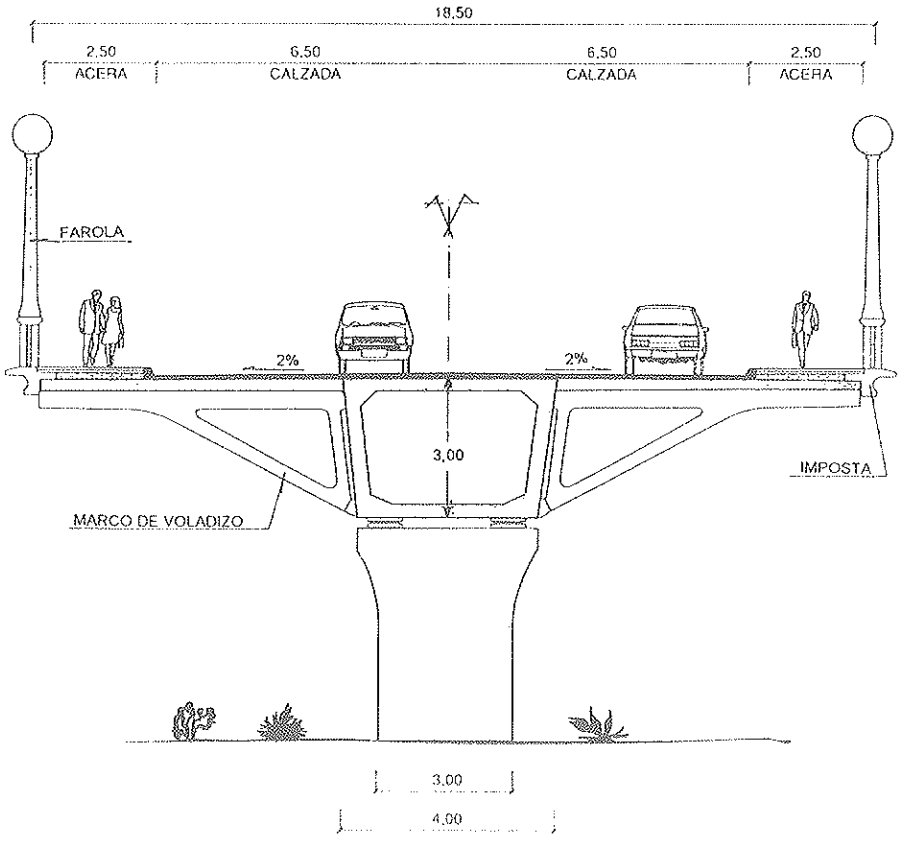


Figura 1. Sección transversal del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

El hormigón del cajón central es H400, y el espesor de sus distintas paredes es variable a lo largo del puente para hacer frente a las distintas necesidades resistentes de las secciones. Así, la tabla superior se mantiene constante de 30 cm de espesor máximo en el eje longitudinal del puente y ligeramente decreciente hacia ambos lados debido al bombeo de la calzada; el espesor de las almas es de 35 cm en vanos de 30 metros y zonas centrales de los vanos de 50 metros, y crece a 45 cm sobre apoyos de los vanos de 50 metros; por último, la tabla inferior es de 30 cm en vanos cortos y zonas centrales de vanos largos, subiendo hasta 45 cm en apoyos de las pilas de vanos de 50 metros. En las cuatro esquinas de la sección se disponen las cartelas adecuadas para mejorar las condiciones del nudo y las transmisiones de esfuerzo rasante, muy importantes en nuestro caso dada la anchura de plataforma y lo estricto del cajón central, lo que generaba esfuerzos torsores de entidad.

El puente se construyó mediante el procedimiento de empuje sucesivo desde los dos estribos, primero desde uno de ellos hasta llegar al centro del puente sobre el río, y, después desde el otro. Esto se planteó así para no penalizar todo el pretensado de empuje del puente por el paso de medio tablero sobre el vano central de 50 metros, lo cual se hubiera traducido en un sobredimensionamiento innecesario del pretensado total en los 3 vanos laterales de 30 metros. La posibilidad de ejecutar un pequeño apeo en el centro de los vanos de 50 metros, adyacentes al cauce principal realmente mojado, permitía resolver con gran economía de medios el empuje de todo el puente si se detenía el mismo al llegar al centro del vano principal, momento en que se trasladaron los equipos al otro lado para ejecutar el segundo semipuente. La economía así generada compensaba la pérdida de plazo y dinero que supone el traslado del parque e instalaciones para el empuje al segundo estribo.

Una vez estudiado el proceso de empuje del tablero, se realizaron las adaptaciones necesarias en el pretensado del puente respecto a la solución prefabricada inicial. Finalmente, se diseñó un pretensado mixto constituido por cuatro familias básicas de cables:

- Pretensado centrado recto de lanzamiento, necesario para hacer frente a los esfuerzos solicitantes durante el proceso de empuje, y constituido por 6 unidades de 7ϕ0,6", interiores a cada una de las tablas superior e inferior, y corridas a todo lo largo del puente (Figura 2).

- Refuerzo de pretensado recto interior, necesario para hacer frente al voladizo de la última fase de cada empuje de medio tablero (23,5 metros de sección de hormigón), formado por 6 unidades de 7ϕ0,6", interiores a la tabla superior en la zona de las pilas centrales. Además, dado que este pretensado resultaba económico y fácilmente colocable, aunque no era estrictamente necesario para el empuje, la cuantía de refuerzo citada de 7U ϕ0,6" interiores se dispuso corrida a lo largo de los vanos de 50 metros, en tabla inferior en zonas de positivos y en tabla superior en zonas de negativos (Figura 2).

- Pretensado de cierre en clave, constituido por 6 unidades de 12ϕ0,6" rectas

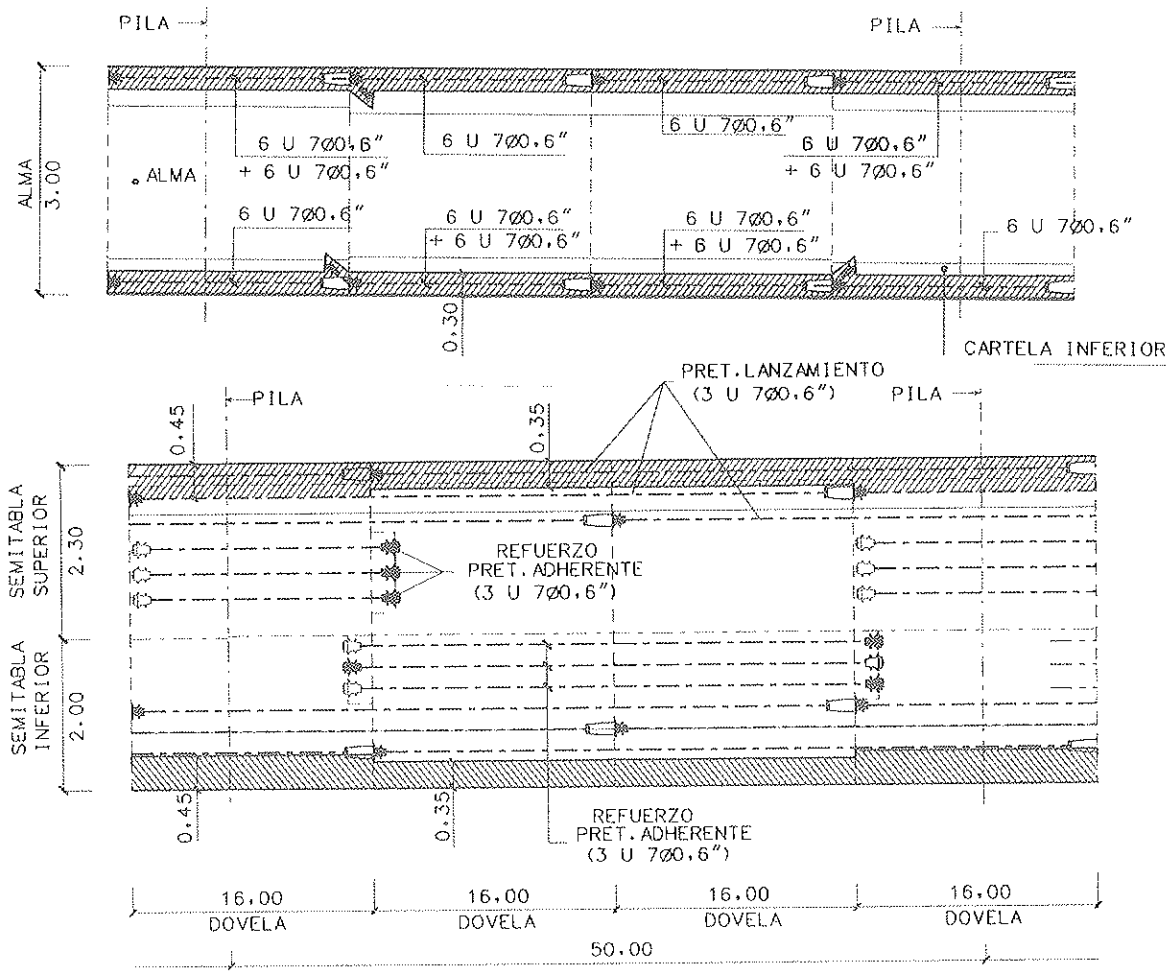


Figura 2. Pretensado interior en vanos de 50 metros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

con anclajes en cuñas, cosiendo la tabla inferior en la zona de unión de los dos semitableros empujados, y extendidas a ambos lados para colaborar a la flexión positiva general del vano.

• Pretensado exterior poligonal, que, junto a los anteriores, se dimensiona frente a las solicitaciones permanentes y de utilización. Este pretensado consta de 4U12 ϕ0,6" en vanos de 30 metros, y 4U24 ϕ0,6" + 4U12ϕ0,6" en vanos de 50 metros. El trazado general es poligonal con vértices en desviadores de vano y mamparos de pila para los vanos de 30 metros y los cables de 24 ϕ0,6" en los de 50 metros. Los cables de 12ϕ0,6" en vanos de 50 metros son rectos, al responder a refuerzos de flexión positiva en centro de vano (Figura 3).

Todo el pretensado se aplica sobre el cajón longitudinal central exento, es decir, previamente al hormigonado de la losa superior. Los pretensados interiores tesados en segunda fase, y, por tanto, fuera del parque de fabricación y empuje, se anclan en elementos en forma de cuña salientes de las tablas superior o inferior del cajón, según el caso. Los desviadores inferiores del pretensado exterior son todos tipo traviesa, es decir, a modo de viga extendida entre ambas almas de cajón y monolítica con éstas y con la tabla inferior. Su canto varía entre 50 y 65 cm a partir de la tabla inferior del cajón, y su longitud varía entre 1,20 m y 1,70 m. El anclaje de los cables de pretensado exterior se realiza en su mayor parte sobre las cabezas superiores de los mamparos de pila, adecuadamente diseñados y reforzados al efecto. Sólo los cables de refuerzo de positivos dispuestos en los vanos de 50 metros (4U12ϕ0,6") no pueden anclarse allí, y para hacerlo se aprovechan las mismas traviesas de desvío de los cables generales exteriores ya citados (Figura 4).

Los desviadores propiamente dichos se constituyen mediante tubos de acero de 3,5 mm de espesor, embebidos en la masa de hormigón del macizo de desvío, y salientes del orden de 10 cm por ambos lados. En sus extremos se disponen sendos anillos de neopreno de modo que el elemento configurado no resulta absolutamente rígido, y permite absorber pequeños e inevitables errores geométricos de alineación por imprecisiones de montaje. Por el interior de los tubos pasa la vaina de polietileno de alta densidad, sin necesidad de uniones con manguitos en los extremos u otro elemento similar que pudiera dar lugar a acodalamientos e introducir puntos duros en el trazado.

La combinación realizada de pretensados exteriores e interiores merece algunos comentarios. El empleo conjunto de la técnica del pretensado exterior e interior ha permitido mantener las ventajas inherentes a cada uno de los dos sistemas. Por un lado, utilizar el pretensado exterior aumenta considerablemente el espacio posible de ubicación de cables sin aumento de peso de sección, lo cual, en un diseño geométricamente estricto como el nuestro resulta fundamental. Por su parte, el pretensado interior adherente aporta sus ventajas conocidas en rendimiento mecánico tensional y en agotamiento, disminuyendo la cuantía total de acero a disponer frente a un diseño enteramente exterior. No obstante, esa cualidad del pretensado adherente va normalmente asociada a escasas cuantías de acero pasivo, lo que conduce normalmente a estructuras cuyo comportamiento en servicio resulta muy dependiente del control tensional realizado. En estructuras de sección transversal compleja y evolutiva como la nuestra, el control tensional depende de muchos paráme-

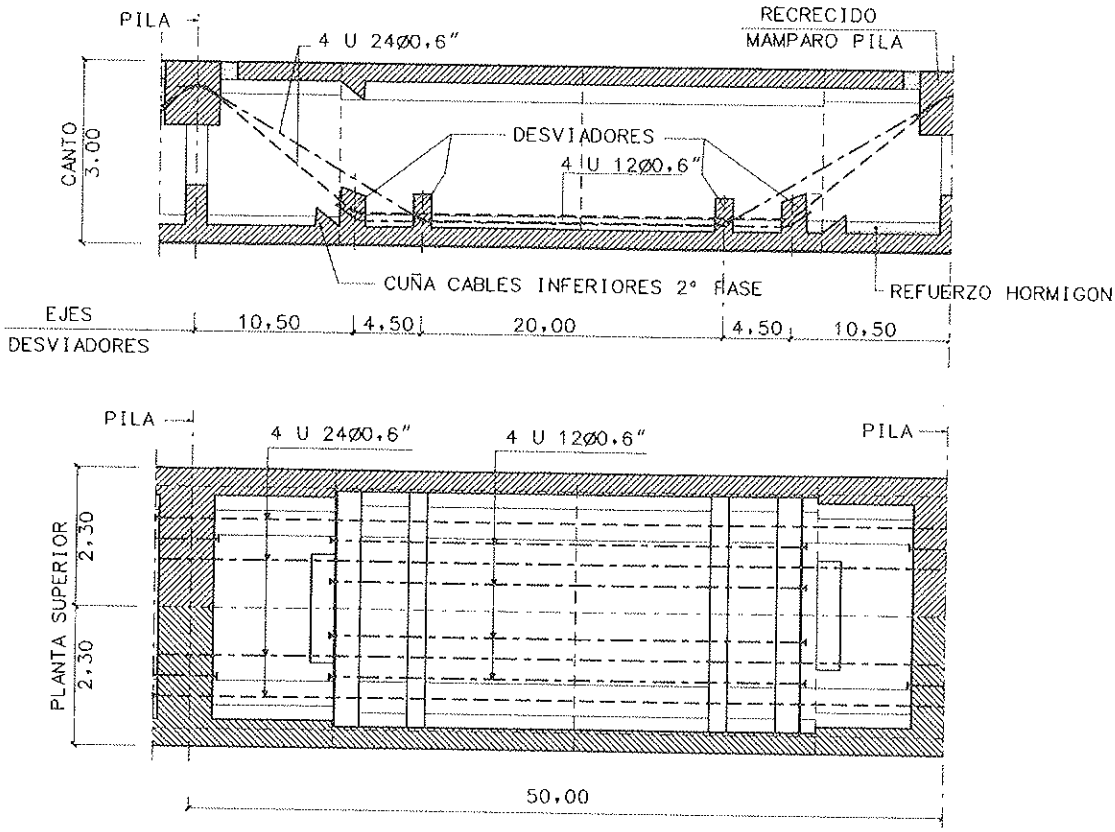


Figura 3. Pretensado exterior en vanos de 50 metros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 4. Interior del cajón con desviadores.

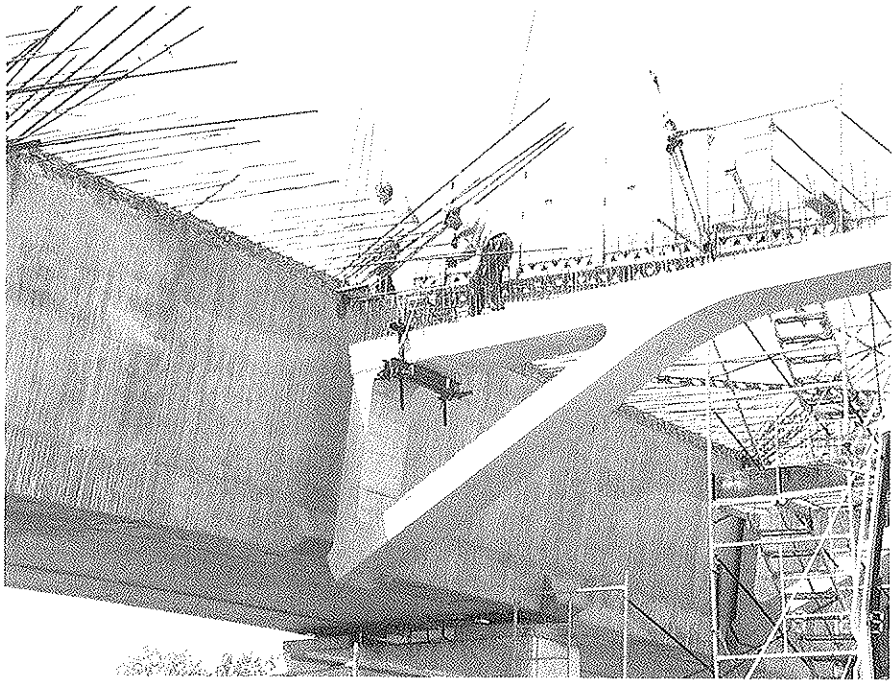


Figura 5. Pieza prefabricada de voladizo en montaje.

tros de difícil precisión en el proyecto, como son los anchos eficaces y su distribución a lo largo del puente, módulos de elasticidad de los distintos elementos in situ, a diferentes edades, y prefabricados, secuencia de actuación de las cargas y edades del hormigón correspondientes, parámetros reológicos del hormigón, homogeneización de las armaduras activas y pasivas, etc. Por ello, resulta preferible proyectar estructuras con un mayor grado de ductilidad, y mejor respuesta en fase fisurada, inevitablemente asociadas a la armadura pasiva dispuesta. Ambas cualidades se consiguen indirectamente con el pretensado exterior, al requerir mayores refuerzos de armadura pasiva por condiciones de agotamiento. Esta armadura constituye un nuevo elemento básico en el proyecto que, combinado con los pretensados exteriores e interiores, proporciona al ingeniero un amplio abanico de posibilidades de dimensionamiento que exceden la mera comprobación del pretensado en servicio y agotamiento, marco muy cerrado en el que habitualmente se ha movido el proyecto de puentes pretensados y que, afortunadamente, hoy día podemos considerar superado.

En cuanto a los voladizos, las piezas prefabricadas a modo de marco ubicadas a ambos lados de cajón se han proyectado en hormigón H400. Tienen forma de delta horizontal, y están constituidas por tres barras principales: la barra horizontal superior o tirante, trabajando básicamente a flexotracción, con una sección de 70 x 35cm², la barra inclinada principal o puntal, trabajando a compresión, y con una sección de 70 x 30 cm², y, por último, la barra paralela al alma del cajón, también en compresión, de 70 x 25 cm². Realmente, sólo las dos barras primeras son imprescindibles para el elemento, en un mecanismo claro de puntal comprimido y tirante superior traccionado. El mecanismo es tremendamente eficaz, pues permite movilizar todo el canto existente del cajón para soportar los esfuerzos generados por la excentricidad de los voladizos. La tercera barra paralela al alma del cajón sirve para estabilizar en fabricación, transporte y montaje a las dos barras principales, además de liberar la unión superior tirante-cajón de condiciones de cizallamiento que pudieran llegar a ser críticas.

Las uniones de las piezas de voladizo al cajón principal responden a las distintas solicitaciones que presentan. El tirante superior se cose mediante 2 barras pretensadas Macalloy ϕ36, tesadas cada una a 75 toneladas –además de la unión que proporciona el solape entre la armadura transversal superior saliente del cajón y la dispuesta en la losa de los voladizos–. Por su parte, la unión inferior del puntal comprimido es seca, sin ningún elemento pasante entre cajón y voladizo, como corresponde a su carácter comprimido sin fuerzas significativas transversales en el plano de unión, salvo la componente que transmite la barra paralela al alma del cajón, de pequeña magnitud (Figura 5).

Sobre las piezas de voladizo, ubicadas modularmente cada cinco metros, se disponen placas prefabricadas semirresistentes de celosía, constituidas por una tabla de hormigón H300 de 9 cm de espesor, que alberga en su interior la totalidad de la armadura inferior de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

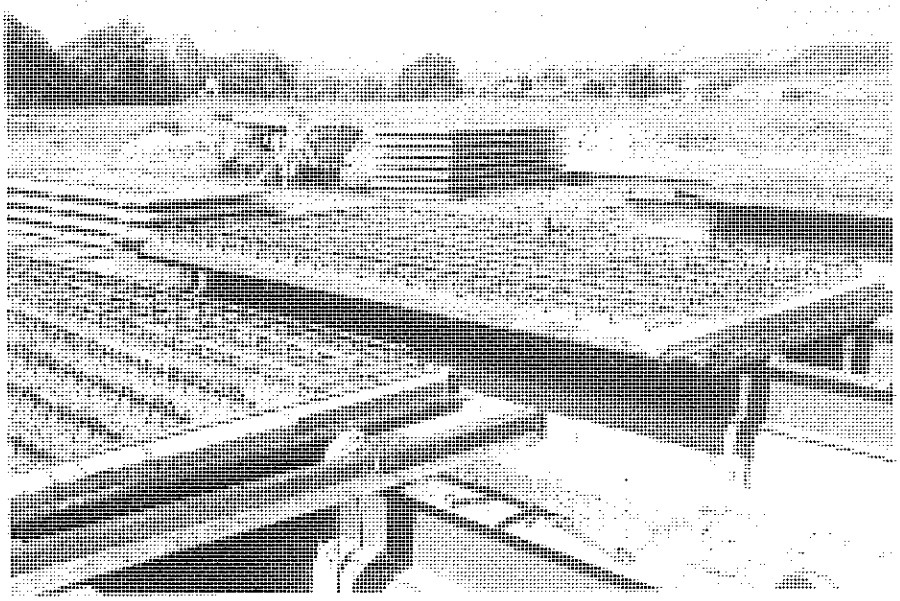


Figura 6. Fabricación y acopio de placas prefabricadas para la losa superior.

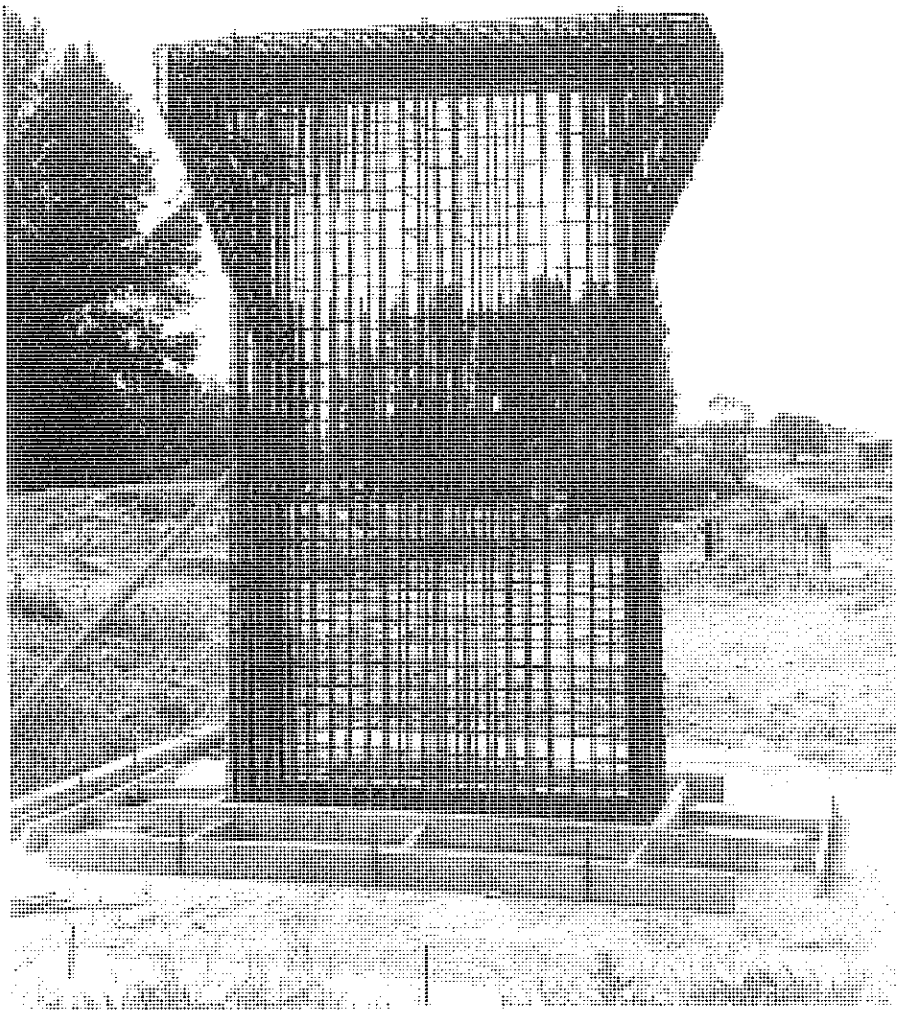


Figura 7. Armadura de pilas.

losa. Soldados a los redondos longitudinales $\phi 16$ se encuentran los planos de celosía $\phi 8$, colocados dos a dos en forma de V invertida, y soldados a un redondo longitudinal de $\phi 16$ que materializa el vértice superior, y que forma parte de la armadura superior de losa definitiva (Figura 6). Esta solución de placas en celosía resulta óptima en losas de puentes como el que nos ocupa. Además de absorber los requerimientos de cortante de la placa prefabricada frente a las cargas del hormigón fresco superior de la losa, las celosías aportan una armadura de cortante de losa, muy conveniente en nuestro caso, dado el pequeño espesor de la misma. En efecto, en las secciones próximas a apoyos las losas de voladizos, en las que, como se ha visto, no se aplica pretensado longitudinal, se encuentran traccionadas a tiempo cero, al menos en la zona que pudiera considerarse eficaz frente a la flexión negativa longitudinal del tablero. En estas condiciones confiar la resistencia al cortante derivado de la flexión local de la losa exclusivamente al hormigón, y comprobarlo con las formulaciones tradicionales de losas armadas en flexión, pudiera resultar, cuando menos, comprometido. De ahí la conveniencia del empleo de placas de celosía para el hormigonado de la losa en estos casos.

Sobre las placas prefabricadas se dispone una capa superior de hormigón H300, hasta un espesor total placa + in situ de 25 cm ligeramente variable hasta 28 cm en borde de cajón debido al bombeo de la calzada. Previamente se habrá colocado la armadura superior no proporcionada por la celosía.

En cuanto a las pilas, se han ejecutado en hormigón blanco H-400. Su altura es muy moderada, desde un mínimo de unos cuatro metros en las pilas próximas a los estribos, hasta un máximo de casi diez metros en las pilas centrales ubicadas en el río. La sección transversal es rectangular de 3 x 1 m² en toda su altura hasta llegar a los 2,50 metros superiores. En esta zona la pila se ensancha ligeramente de modo gradual hasta un máximo de 4 x 1,20 m² a 0,50 m de la cara superior, dimensiones que son ya constantes hasta la coronación (Figuras 7 y 8).

Las cimentaciones son directas mediante zapatas en las cuatro centrales (P3 a P6) y profundas mediante pilotes en las pilas extremas (P1, P2, P7, P8), donde los espesores de rellenos de escasa capacidad portante eran mayores. La ejecución de las excavaciones en el cauce y aquellas que, aun en tierra, se hallaban significativamente bajo el nivel freático se realizó al amparo de

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

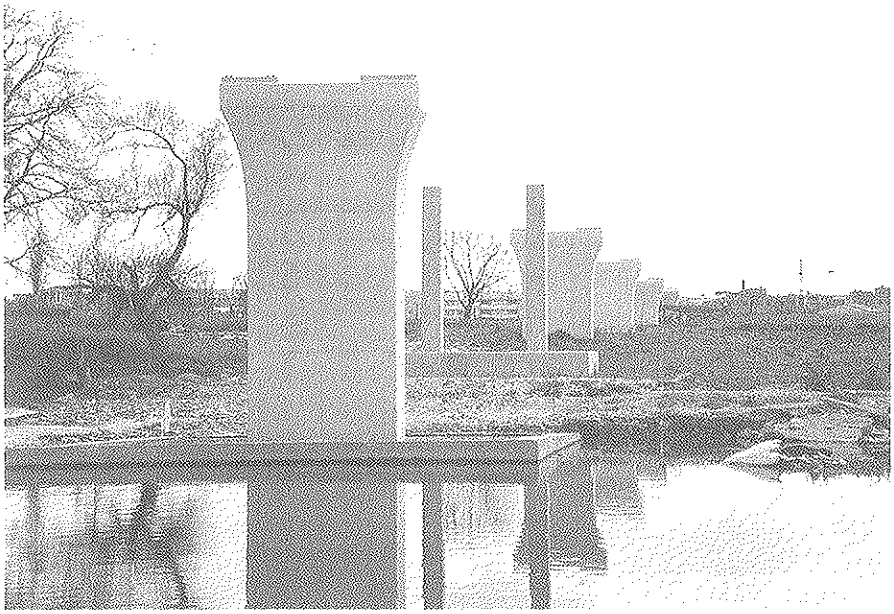


Figura 8. Vista general de pilas, con el apeo de montaje en el vano adyacente al río.

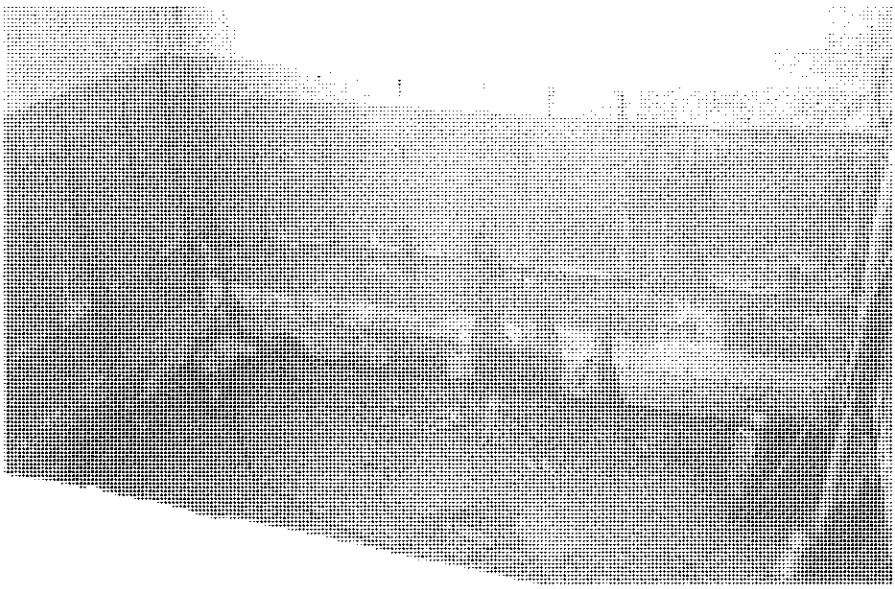


Figura 9. Ejecución de las cimentaciones en el cauce al amparo de cajones hincados de hormigón.

Figura 10. Pastilla de apoyo del tablero en estribos.

cajones hincados de hormigón armado (Figura 9). Las dimensiones de las zapatas, en hormigón H250, son de 8,50 x x 8,50 en planta y 2,50 m de canto para las pilas P4 y P5 (vanos de 50 m a ambos lados) y de 8,50 x 6,50 x 2,00 en P3 y P6 (vanos adyacentes de 30 m a un lado y de 50 m a otro). En aquellos casos en que la cota de cimentación se situaba a una profundidad algo mayor que el propio canto de la zapata más un resguardo razonable de tierra, aproximadamente 50 cm, se ha dispuesto un plinto de cimentación entre la zapata y la base de la pila. Los encepados de las cimentaciones profundas, también en H250, son de 6,50 x 6,50 x 2,25 m, y acogen a cuatro pilotes ϕ125 por pila, en H200, separados tres diámetros entre ejes. Las longitudes de los pilotes son variables entre 12 y 14,50 metros, según la profundidad de la roca.

En lo que respecta a los estribos, constan de dos elementos fundamentales. Por un lado, una pastilla en hormigón blanco H400 formalmente análoga a las pilas sirve de apoyo al tablero (Figura 10). A ambos lados de ésta se extienden los muros de contención, hasta cubrir todo el ancho de la plataforma de 18 metros, y, después, diez metros más de muros en vuelta iguales a los anteriores. Los muros se han dispuesto prefabricados y de tipología contrafuerte.

La cimentación de los estribos es profunda mediante 3 pilotes ϕ125 en cada pastilla de apoyo del tablero. Los muros se han cimentado mediante zapatas sobre pozos de amplias dimensiones hasta alcanzar una cota con capacidad portante suficiente para el requerimiento de los muros, que se situaba a unos cuatro metros de profundidad. El posible asiento diferencial que podría producirse entre la pastilla pilotada y los muros sobre zapatas se ha resuelto disponiendo el sistema constituido por la losa de transición y la junta de calzada directamente sobre la pastilla pilotada, a la que se adosa, oculto en su parte trasera, un espaldón de trece metros de anchura sobre el que, arriba, se ubica la junta de calzada y, algo más abajo, se apoya la losa de transición.

Los aparatos de apoyo dispuestos son tipo POT confinados. Existen dos apoyos por cada pila y estribo, uno de ellos con libertad de movimiento en todas direcciones, y el otro con movimiento libre longitudinal y guiado transversal. La única

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

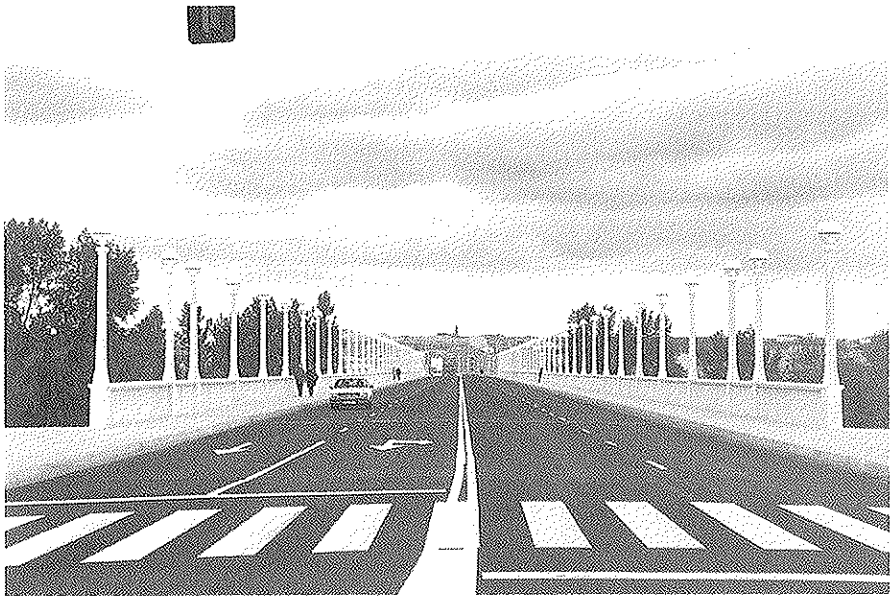


Figura 11. Vista superior de la plataforma terminada.

Figura 12. Vista general del puente.

excepción la constituye la pila P5, donde se ubica el punto fijo del tablero, y, por tanto, se disponen dos apoyos fijos, sin libertad de movimiento en ninguna dirección. La decisión de disponer el punto fijo sobre una de las dos pilas centrales, en lugar de hacerlo en un estribo, donde, en principio, resultaría más convencional, viene motivada por dos consideraciones. Por un lado, es claro que permite minimizar los movimientos máximos del tablero, lo que supone una economía no desdeñable tanto en juntas de calzada como en aparatos de apoyo. Pero, además, el equilibrio de fuerzas horizontales del tablero resulta mucho más relajado con un punto fijo en una pila central. Las fuerzas longitudinales directas existentes son únicamente las procedentes del frenado de vehículos, que son muy moderadas y, desde luego, asumibles en su totalidad por una pila, sin embargo, disponer el punto fijo en un estribo requeriría que éste absorbiese, además del frenado, las fuerzas derivadas del deslizamiento sobre teflones de todo el puente, o, lo que es lo mismo, resistir en horizontal del orden del 3 al 5% del peso de todo el puente. Este hecho hubiera resultado determinante en el dimensionamiento del estribo y su cimentación, que se encarecería enormemente de forma injustificada. Por este motivo, se decidió disponer el punto fijo sobre una de las pilas centrales, con lo que las fuerzas derivadas del rozamiento de teflones se autoequilibran dos a dos, y sólo queda desequilibrada una de ellas, la simétrica respecto a la que acoge al punto fijo.

En lo que respecta a los elementos arquitectónicos y de acabado del puente, uno de los puntos de referencia esenciales que han orientado su diseño es la perfecta integración de la obra en su entorno. El enclave urbano del puente en el interior del recinto universitario condujo a cuidar al máximo la estética del alzado frontal del tablero y los distintos elementos ornamentales del mismo. Así, se ha dispuesto un conjunto barandilla-farolas de hormigón blanco, cuyo diseño es obra del escultor Eusebio Sempere, que dotan al puente de una marcada personalidad dentro de una línea formal clásica, ajena al vanguardismo que preside hoy día el diseño de muchos puentes (Figuras 11 y 12). La pintura de color prácticamente blanco en las superficies vistas del cajón central, piezas de voladizo y losa completa, con la línea marcada por la barandilla y las farolas, un alzado francamente atractivo, y, además, muy variable con las horas del día y las condiciones exteriores, merced a la capacidad de reflejo del agua del río y el blanco del puente (Figuras 13 y 14).

Por último, el carácter integrador del puente se plasma en las obras accesorias incluidas en ambos estribos. Por un lado, éstas no deben en ningún caso hipotecar cualquier futuro tratamiento que el Ayuntamiento desee para la ribera del Tormes, y, por otra parte, la potencia visual y la personalidad propia del puente construido necesitan de una cierta singularidad en los accesos. Por ello, el puente se ha conectado a la ribera del río mediante escaleras de bajada adosadas a los muros de estribos, que faciliten el tránsito peatonal entre el río y la Universidad, y, además, se han dispuesto también sendas plataformas tras los estribos a modo de miradores de todo el río y su ribera. La pavimentación peatonal de todo ello, escaleras y plataformas, se realiza en la misma piedra natural de color beige que el puente y todo se remata con pretil de hormigón blanco y sucesión de farolas iguales a las del puente, proporcionando a toda la obra la armonía visual deseada (Figura 15).

3. ASPECTOS DE MAYOR INTERÉS RELATIVOS AL PROCESO CONSTRUCTIVO

Las líneas generales del proceso constructivo del puente ya han sido

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 13. Vista inferior lateral del puente.

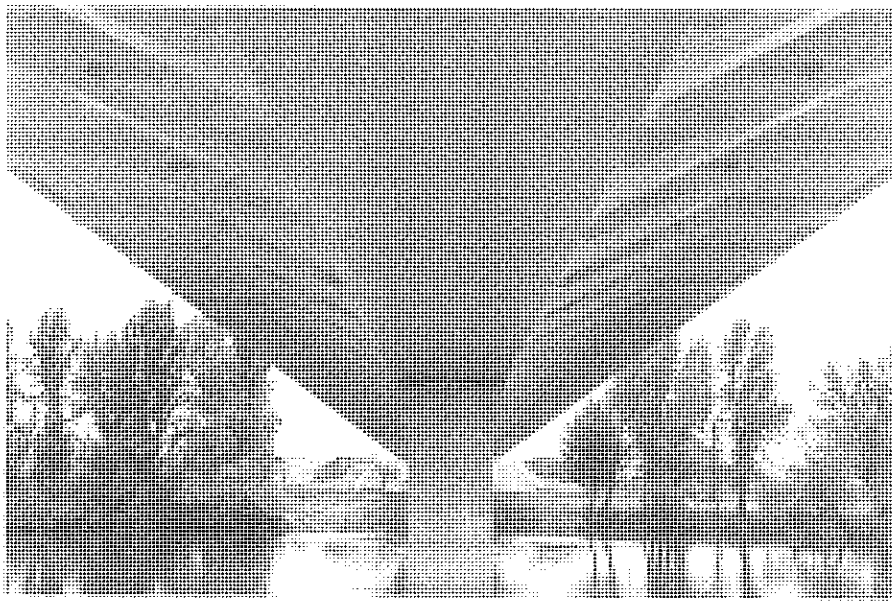


Figura 14. Vista inferior centrada del puente.

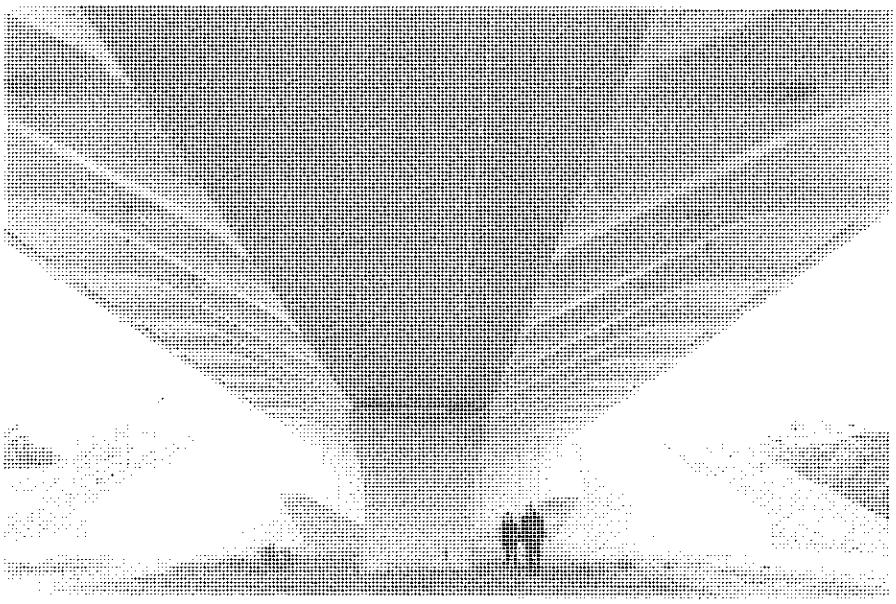


Figura 15. Alzado general del estribo y escaleras de bajada a la ribera.

avanzadas en el apartado anterior. En este punto haremos hincapié en aquellos aspectos de la ejecución más reseñables, de los que puedan extraerse enseñanzas y conclusiones de mayor interés.

Atendiendo a las consideraciones ya expuestas en el apartado anterior, el empuje del tablero se planteó sucesivo desde ambos estribos, empujándose medio puente desde cada lado, y dejando en clave una zona de 3 metros de longitud a hormigonar in situ al término de los empujes. El empuje se limitó al cajón central, con un peso medio por metro lineal de 11,50 T/m. Una vez empujado el puente y cerrado en clave se procedió a la colocación de los marcos de voladizo laterales postesados transversalmente, a la colocación de prelosas colaborantes apoyadas en los mismos y al posterior hormigonado in situ del resto de la zona de losa volada a cada lado del cajón. El peso no empujado supone 11,40 T/m, un 50% del peso propio total.

El proceso repetitivo del ciclo de empuje requería la ejecución de una dovela semanal, y consistía básicamente en las siguientes fases (Figuras 16, 17 y 18):

- Ferralla y hormigonado de almas y tabla superior de la dovela "n" en la zona delantera del parque de fabricación, sobre la tabla inferior de la dovela "n-1", previamente hormigonada en el ciclo anterior.

- Nivelación definitiva de la dovela "n" recién hormigonada.

- Ferralla y hormigonado de la tabla inferior de la dovela "n+1", en la zona trasera del parque.

- Pretensado de los cables internos de lanzamiento.

- Empuje del conjunto con longitud igual a la dovela.

Como vemos, la fabricación de dovelas no se planteó a dovela completa, sino que en cada ciclo se ejecutaban las almas y tabla superior de una dovela, y la tabla inferior de la siguiente. Este sistema constructivo fue el empleado durante bastante tiempo en la construcción de puentes empujados, si bien hoy día está siendo progresivamente sustituido por la construcción a dovela com-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

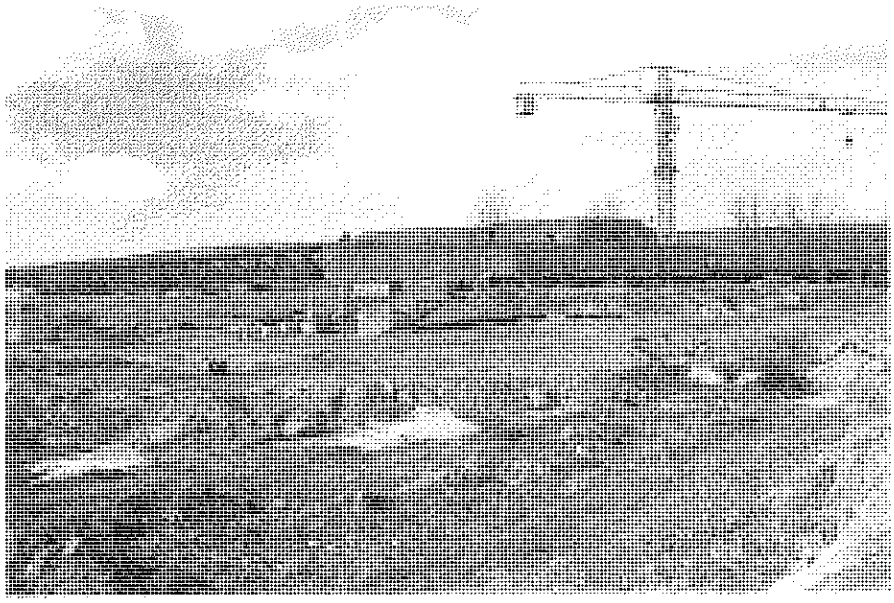


Figura 16. Primeras fases de empuje. Puede verse el sistema de encofrados en la zona de ejecución de almas y tabla superior y, tras ella, la zona de ejecución de la tabla inferior.

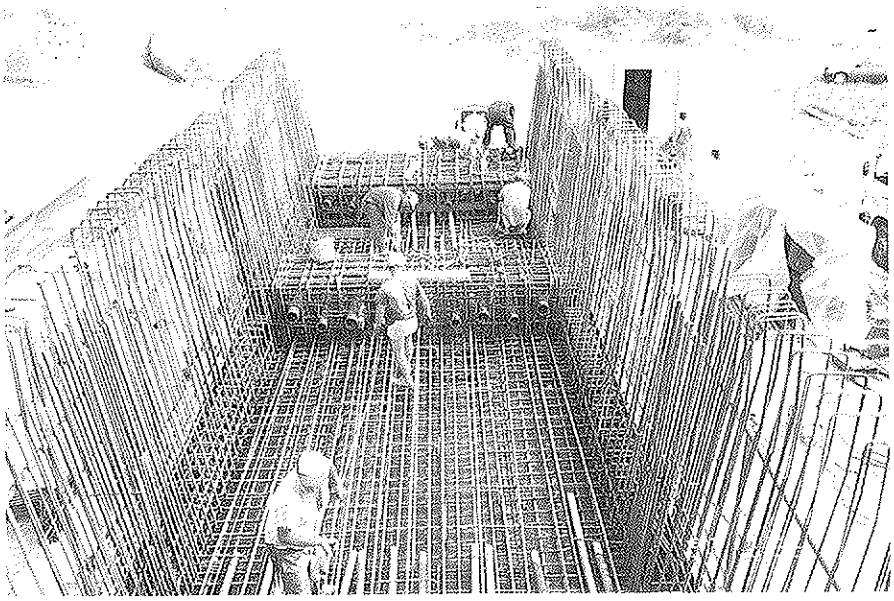


Figura 17. Ferralla de tabla inferior y desviadores.

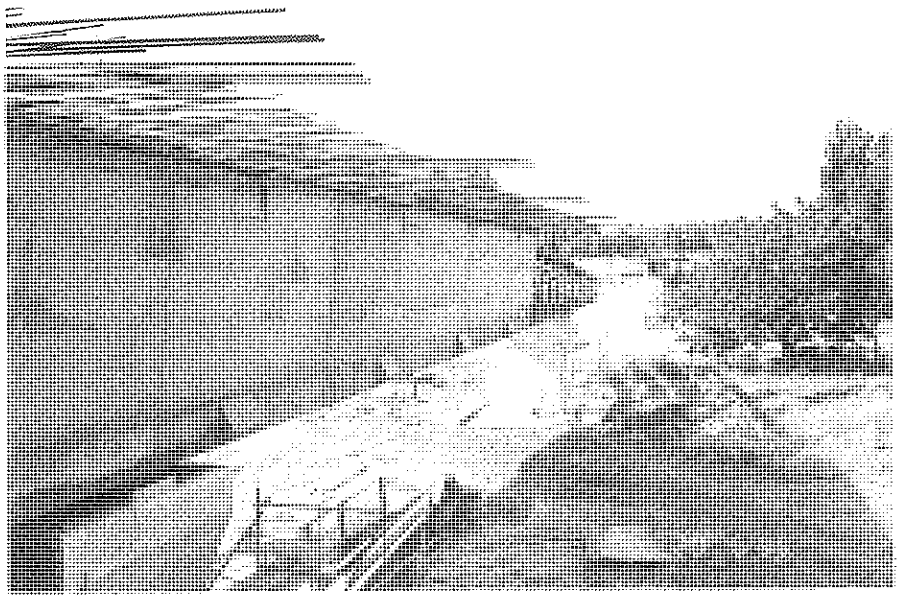


Figura 18. Cajón en fase intermedia de empuje.

pleta, o, a lo sumo, en dos fases de hormigonado pero sin desplazamiento intermedio. El empleo del sistema utilizado en nuestro puente se justifica en la experiencia acreditada de la empresa constructora adjudicataria en el empuje de puentes según dicho procedimiento.

El sistema empleado, que ejecuta cada dovela en dos fases, resulta extremadamente sensible a los movimientos, giros y flechas que se producen en el extremo dorsal, es decir, en las últimas dovelas hormigonadas, en la zona de salida del parque de empuje. Su estricto control, tanto analítico como a pie de obra, resulta imprescindible para evitar daños en la estructura bajo solicitaciones no previstas en el cálculo.

El problema surge como consecuencia de la enorme diferencia de rigidez entre la última dovela completa ejecutada y la tabla inferior hormigonada que se desplaza tras ella, de modo que aquélla impone a ésta durante el lanzamiento la deformación derivada de la losa inferior trasera en el extremo del parque de lanzamiento. Durante las fases avanzadas del empuje estos giros son generalmente muy pequeños y, además, fácilmente estimables analíticamente. Sin embargo, en las primeras fases de lanzamiento (Figura 16), en las que el sistema está todavía poco avanzado y básicamente consiste en una ménsula compensada por la parte de estructura que todavía no ha salido del parque, los giros impuestos en la tabla inferior no son en absoluto depreciables, y pueden llegar a introducir esfuerzos muy importantes sobre la misma, de modo que pueda llegar a ser necesario variar en estas fases el ciclo general de construcción de dovelas, introduciendo fases intermedias más cortas para paliar el problema. Pero, aun en este caso, ni siquiera un exhaustivo análisis estructural en condiciones teóricas evita la necesidad de un control estricto de las deformaciones en obra para evitar problemas.

En cambio, el control de fisuración por retracción diferencial a tempranas edades entre el hormigón de la tabla inferior y el de las almas y tabla superior, más joven, no resulta en nuestra opinión difícil de asegurar a través del sistema de cercos y de un cierto refuerzo de la armadura longitudinal de la zona inferior del alma, fácilmente evaluable analíticamente mediante los sistemas típicos de secciones evolutivas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Conviene asimismo insistir, desde nuestro punto de vista, en la necesidad ineludible de garantizar la absoluta indeformabilidad de los puntos de apoyo, de la zona a hormigonar y de la dovela recién ejecutada, en la plataforma de empuje.

En nuestro caso, las condiciones del terreno de cimentación del parque de fabricación parecían garantizar la inmovilidad de éste en las sucesivas fases de construcción. Sin embargo, tras la ejecución del empuje de la primera dovela completa con la tabla inferior de la segunda dovela se detectó un ligero asiento en la parte delantera del parque, del orden de algunos milímetros, y bastante localizado en extensión, de modo que se materializó un pequeño quiebro entre las dovelas 1 y 2. El valor de la discontinuidad angular generada fue de aproximadamente 0,1°. Este quiebro angular supuso un desvío del orden de 6,0 cm, al alza, en la llegada del pescante a la primera pila respecto de su posición teórica. Se planteó entonces una secuencia de calzos del pescante, a la entrada del mismo sobre las pilas, que se iban eliminando a medida que el pescante avanzaba y el movimiento impuesto por el quiebro iba disminuyendo, lo que permitió efectuar sin problemas el proceso previsto de empuje con un control muy satisfactorio de los niveles de tracción del hormigón por debajo de los máximos que se consideraban admisibles. El sistema se completaba con lecturas periódicas de las reacciones en los apoyos, que se mantuvieron en el rango de validez estimado analíticamente. La elevada cuantía de armadura pasiva que disponía la sección, según se ha comentado anteriormente, constituyó, en nuestra opinión, la mejor garantía para reducir y controlar lo efectos no deseables en la estructura de las inevitables alteraciones geométricas, y las consiguientes deformaciones impuestas, que pueden producirse a lo largo del proceso de empuje de este tipo de tableros de gran rigidez.

El sistema empleado para lograr el avance del puente consistía en dos gatos M-2 capaces para 1575 KN cada uno, y con un área de presión de 223,63 cm². Su peso es de 205 Kg y la carrera de los mismos, que define el avance del tablero en cada embolada, alcanza los 22 cm. La fuerza desarrollada por los gatos se realizó contra un macizo de hormigón armado dispuesto a tal efecto en la zona delantera del parque, trasmitiéndose el esfuerzo de empuje al tablero mediante 7 torones de ϕ,6" por gato, que, recorriendo toda la zona de lanzamiento, se anclaban en el frente trasero de la tabla inferior de la dovela (Figura 19).

Antes de cada fase de empuje se realizaba el tarado de la central de tesado y de los gatos, con el mismo manómetro patrón empleado para el tarado preceptivo antes de cada tesado del tablero. El sistema aseguraba en todo momento la ausencia de desequilibrios entre ambos gatos y, por tanto, el avance longitudinal del tablero. No obstante, permitía también la corrección de las desviaciones que pudieran producirse, sin más que desconectar uno de los gatos de la central de presión. Esto resultó necesario en varias ocasiones durante el empuje, debido fundamentalmente a problemas de introducción de las almohadillas de neopreno-teflón en las pilas.

Durante el lanzamiento de la estructura, ésta deslizaba sobre los apoyos provisionales dispuestos para las fases de empuje. Si bien hoy día existen en el mercado apoyos para puentes que, a la vez que atienden a las necesidades de empuje, sirven también como apoyos permanentes para la etapa de servicio, el lanzamiento se realizó sobre unos apoyos provisionales, en función de la carga previsible sobre los mismos. En ambos casos los apoyos se constituyen mediante estructuras de acero recubiertas de una lámina de acero inoxidable, y rellena en su interior mediante grout de alta resistencia. La forma superior en los extremos de los apoyos facilita la entrada y salida de las almohadillas de neopreno-teflón, como es necesario en el lanzamiento de puentes.

Una vez concluidos los empujes del tablero, la estructura resultante está formada por dos semipuentes, cada uno terminado con un voladizo de 23,50 metros, separados entre sí por una zona de tres metros de longitud a hormigonar in situ (Figura 20). Si esta dovela de cierre se hormigonara sin ninguna actuación intermedia, las leyes de flexión de peso propio a tiempo cero en el vano central serían las de dos ménsulas, con momento nulo en centro de vano y máximo en apoyos. Además, existiría una discontinuidad angular en la clave del puente, si bien realmente a efectos prácticos la rigidez del cajón hace que sea difícilmente detectable a simple vista. Dado que la fluencia del tablero hará que los esfuerzos se aproximen con el tiempo a los que tendría la viga continua cimbrada de una sola vez, es interesante realizar alguna actuación que tienda a disminuir los momentos negativos excesivos generados por las ménsulas centrales. Para ello se había previsto en proyecto la aplicación de un pretensado excéntrico provisional en la tabla superior de las ménsulas, antes de la ejecución del cierre en clave. Este pretensado permite levantar los extremos del voladizo y ajustar la continuidad de flechas y pendientes de ambos semivanos. Una vez ejecutado este pretensado,

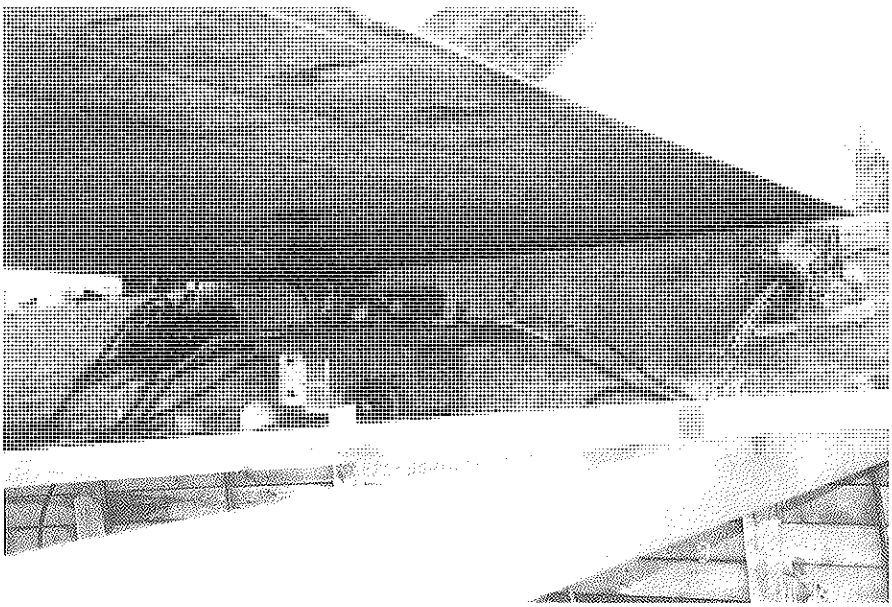


Figura 19. Sistema de gatos y macizo de tiro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

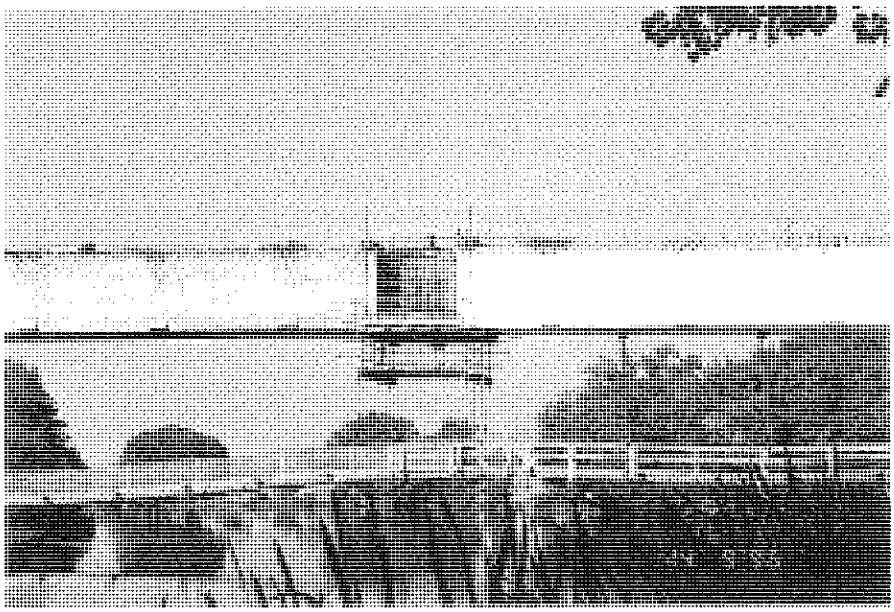


Figura 20. Ménsulas de clave y zona de cierre a hormigonar in situ.

se hormigonaría la dovela de cierre y se tesarían los postesados definitivos de continuidad de la tabla inferior. Después, sobre la viga continua materializada, se eliminaría el pretensado provisional dispuesto, obteniéndose como hiperestático el flector positivo en vano, con la consiguiente reducción de los negativos en apoyos que se estaba buscando y, por tanto, la aproximación de las leyes de esfuerzos a t_0 y t_∞.

Durante la obra, por razones tanto de economía como de plazo, se realizó una operación análoga que resultaba más sencilla y económica, consistente en sustituir este pretensado excéntrico provisional por un levantamiento impuesto sobre sección abierta de 85 mm en las pilas centrales, pilas 4 y 5, equivalente a 136 mm en centro de vano, y el posterior descenso una vez hormigonada la clave y tesados los cables de continuidad. El efecto conseguido, tanto en flechas y pendientes como en la restitución de las flexiones positivas en clave a t_0, es análogo al previsto con el sistema de pretensado excéntrico. Se llevó a cabo en obra un control riguroso de toda la operación, no sólo a nivel geométrico, sino también con medición de reacciones tanto durante el levantamiento en estructura abierta, como en el descenso ya en viga continua. La correspondencia entre los valores teóricos obtenidos en el cálculo y las lecturas de reacciones realizadas en obra fue excelente. Los resultados más significativos del control realizado son los siguientes:

• El levantamiento de 85 mm en pila 4 produjo un ascenso en extremo de ménsula de 133 mm, frente a un valor teórico esperable de 136 mm. En la pila 4, el levantamiento de 85 mm en apoyos elevó el extremo de ménsula 134 mm, con un valor teórico también de 136 mm.

• Las lecturas de reacciones necesarias en ambas pilas para realizar el levantamiento fueron:

Pila 4: 31,6t

Pila 5: 29,5 t

es decir, 3,7 y 3,5 toneladas de reacción respectivamente por cada centímetro de lenvatamiento. Considerando un módulo de elasticidad del hormigón de 400.000 kg/cm², acorde con los resultados de los ensayos realizados, la rigidez teórica de la ménsula sería de 3,7 t/cm, que corresponde casi con toda exactitud a los valores medidos en obra.

• Durante el proceso de descenso del tablero, ya en viga continua, la reacción en la pila 4 una vez descalzada 85 mm, estando la pila 5 todavía con un calzo de 40 mm resultó ser de 620 toneladas, frente a un valor teórico de 609 toneladas, lo cual supone una diferencia entre los valores teóricos y los medidos en obra del orden del 1,9%.

• La reacción en pila 5 una vez descalzadas 85 mm las pilas resultó ser de 728 toneladas, frente a un valor teórico de 716 toneladas, con lo que la diferencia encontrada es del orden del 1,7%.

• En estructura cerrada un descenso de 10 mm en apoyos de las pilas 4 y 5 se traduce teóricamente en un descenso de 12,2 mm en las secciones de extremo de ménsulas de empuje. Ello conduce a un descenso teórico de estas secciones al eliminar los calzos de 8,5 x x 12,2 = 104 mm. Los valores reales medidos en obra fueron de 105 mm.

Por tanto, a la vista de todo ello, se deduce un buen comportamiento del puente durante las operaciones de cierre en clave, tanto en fases de estructura abierta como cerrada, con un desarrollo de reacciones y movimientos muy aproximado a los valores teóricos previstos. En la Figura 21 se incluyen las leyes de momentos flectores en la estructura antes y después de la operación, así como las envolventes positivas y negativas a tiempo cero sin hiperestáticos de pretensado, tanto habiendo realizado las actuaciones de levantamiento en clave como en la hipótesis de no haberlas realizado. También se incluyen las envolventes finales a tiempo infinito, también sin hiperestáticos de pretensado, muy poco afectadas por la ejecución de la actuación en clave, por lo que se resumen en una sola. Del estudio del citado gráfico se deduce claramente la bondad de las operaciones realizadas durante el cierre en clave, que de hecho suponen la coincidencia de las envolventes de esfuerzos de peso propio a t_0 y t_∞ disminuyendo así el rango entre momentos positivos y negativos para los que se dimensiona el pretensado del puente.

Una vez cerrado el tablero, se realizó el cambio de los apoyos provisionales de empuje a los definitivos con control de cota y reacción final. La cota superior de los apoyos provisionales se había cuidado con todo rigor durante las fases de lanzamiento, con objeto de que coincidiese exactamente con la rasante teórica de empuje del tablero, y no someter al puente a sobresolicitaciones no controladas debido a movimientos diferenciales en apoyos durante el lanzamiento. Sin embargo, es preciso señalar que, por muy exhaustivo que sea el control, existen siempre errores en las cotas reales de los apoyos, debidos tanto a imprecisión de las medidas topográficas como al adelgazamiento de las almohadillas de deslizamiento sometidas a las cargas de empuje (Figura 22). Por ello, deben siempre en los cálculos considerarse movimientos diferenciales durante el

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

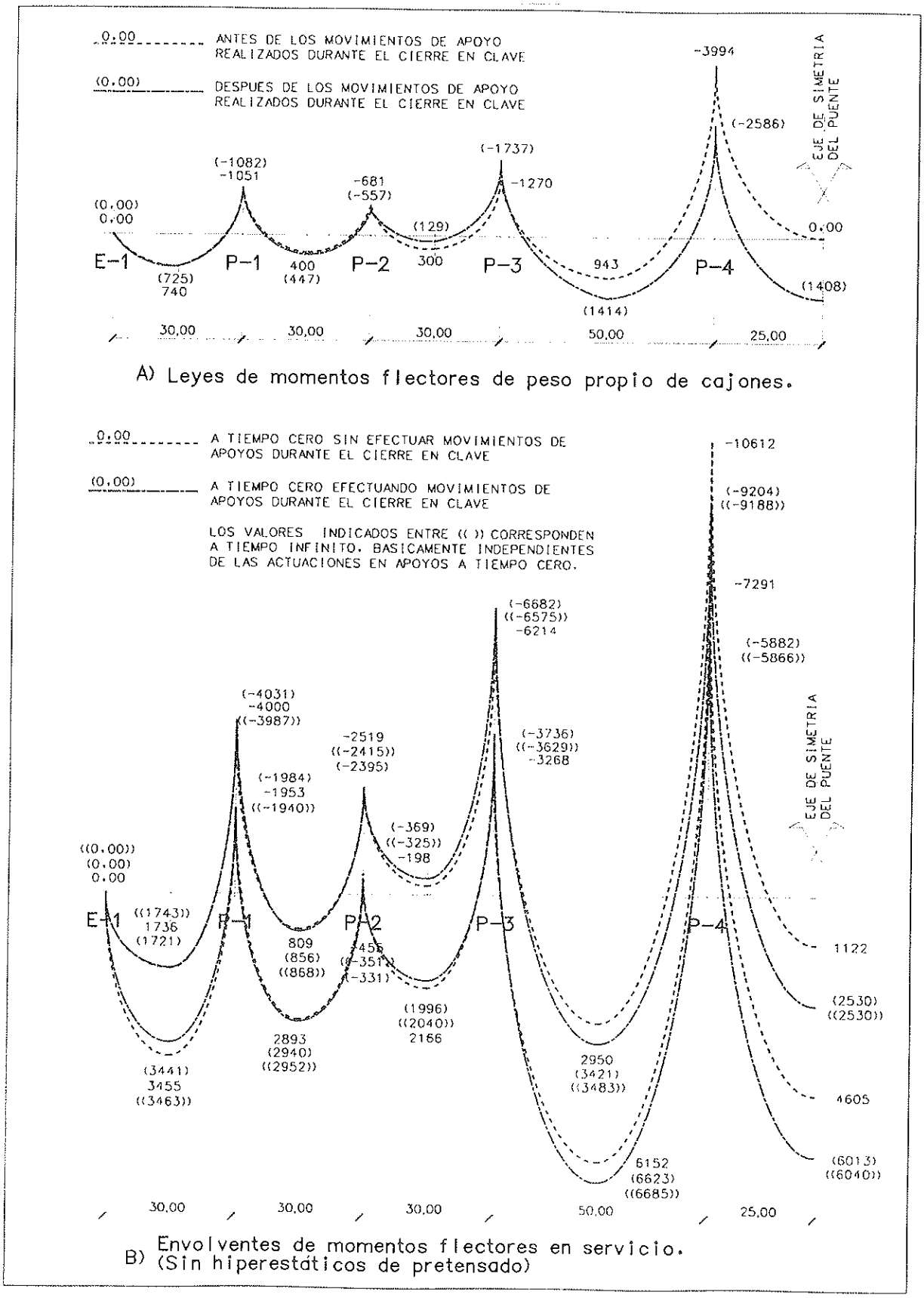


Figura 21. Gráfico de momentos flectores con y sin actuaciones en apoyos durante el cierre en clave.

empuje del orden mínimo de 12-15 mm (≈3 mm de error topográfico, 7 mm de adelgazamiento de almohadillas y resto de margen). Este valor además es necesario una vez finalizado el empuje para poder efectuar el cambio de apoyos. Como orden de magnitud de la incidencia de estos movimientos diferenciales, cabe señalar que, en nuestro caso, 15 mm de movimiento diferencial en una de las pilas supondrían del orden de 30 Kg/cm² de tracción adicionales en el hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

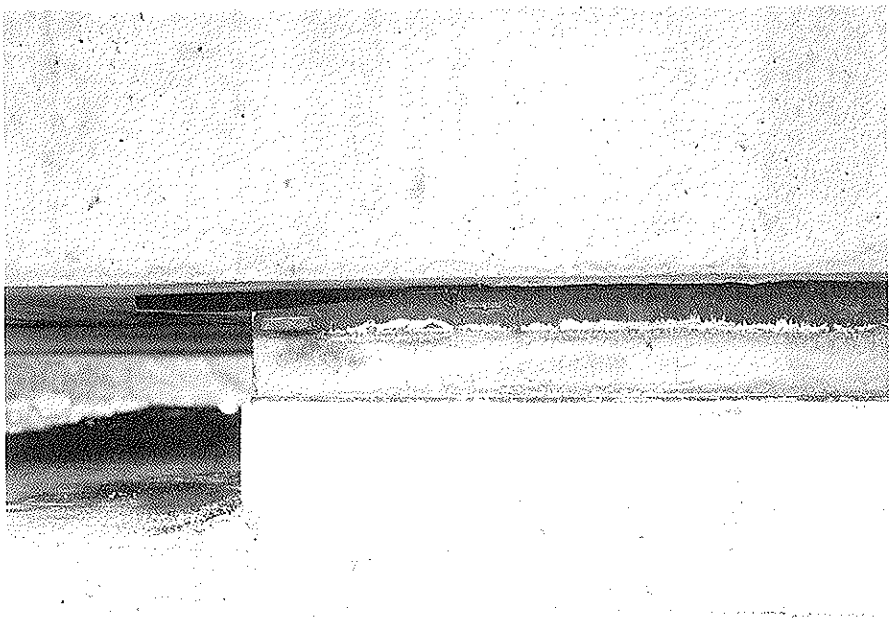


Figura 22. Deslizamiento del puente sobre los apoyos provisionales de empuje.

Dimensionar el pretensado de empuje –lógicamente centrado–, para esta sobretensión implicaría disponer 1.350 toneladas de pretensado adicionales para este efecto, y además corridas a todo lo largo del puente. Ello supondría multiplicar por 1,75 la cuantía general de pretensado del tablero, que es de unas 1.700 toneladas en toda la zona general del puente, salvo el refuerzo ya comentado para el voladizo final del vano del río.

La gran repercusión tensional de los movimientos diferenciales en apoyos frente a los esfuerzos de peso propio durante el empuje se debe a la rigidez importante de la sección empujada, que en situación de servicio debe soportar una plataforma de 18 metros de ancho con una luz máxima de 50, es decir, del orden de 1,67 veces la luz máxima de empuje. Ello conduce a optimizar el pretensado centrado de empuje al mínimo imprescindible, e introducir sobre la estructura final el refuerzo de pretensado necesario por condiciones de servicio, ya excéntrico, y por tanto, de mucho mayor rendimiento. Por ello, la seguridad frente a fisuración del tablero durante el empuje debe buscarse en el proyecto diseñando secciones cuya respuesta en fase fisurada esté bien controlada, con cuantías apreciables de armadura pasiva que permitan hacer frente a sobretensiones de tracción en el hormigón durante el empuje. Lógicamente para que esta cuantía de armadura pasiva no sea sobreabundante, debe aprovecharse también para el control en servicio del tablero, permitiendo disminuir el pretensado dispuesto en el mismo, ya que la posible fisuración del hormigón bajo sobrecargas pésimas se encuentra muy retenida por la armadura pasiva dispuesta. En nuestro proyecto, además, esta armadura pasiva resulta impuesta por condiciones de agotamiento, debido a la presencia del pretensado exterior en el tablero, que, como es sabido, presenta un menor rendimiento en el control de rotura de secciones que el pretensado convencional adherente.

Como conclusión de lo anterior, pensamos que, dada la rigidez habitual de las secciones empujadas, y la imposibilidad de asegurar realmente la rasante teórica de proyecto durante el empuje, debe modificarse una práctica todavía

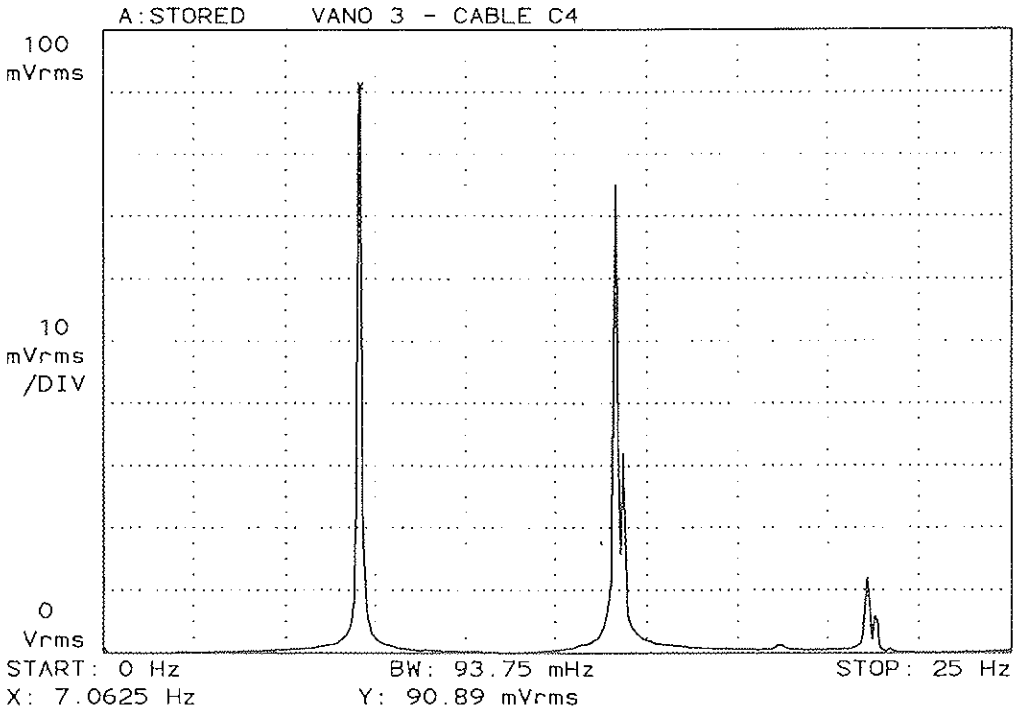


Figura 23. Espectro tipo de vibración de los cables obtenido en los ensayos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

habitual en proyecto, sustituyendo parte del pretensado de servicio, para un proyecto teórico en clase I o II, por armadura pasiva dispuesta desde el principio. En este caso, debe lograrse la seguridad de la estructura en servicio no a base de añadir compresiones adicionales al tablero, que, como hemos visto, no siempre garantizan la no descompresión del tablero realmente ejecutado, sino buscando un diseño adecuado que admita sin problemas tracciones en el hormigón superiores a su resistencia a tracción. Esto se consigue combinando adecuadamente las armaduras activas interiores y exteriores con la armadura pasiva. En nuestra opinión, esta circunstancia resulta fundamental para poder garantizar el éxito del empuje, sometido a las incertidumbres geométricas derivadas de los inevitables descensos de apoyo diferenciales tanto en la salida del parque de lanzamiento como al paso por las pilas, aspectos ya comentados anteriormente.

Una vez finalizado el cambio de apoyos, se realizó el tesado de los cables exteriores (Figura 24). Además de los controles tradicionales del pretensado basados en los alargamientos de los torones, la fuerza final en los cables se controló por medición de las frecuencias de vibración de los distintos tramos de cable entre desviadores. Se midió la frecuencia de todos los tramos entre desviadores de todos los cables. Esta frecuencia se relaciona con la tensión real en el cable a partir de las teorías de la cuerda vibrante, corregidas para considerar la rigidez a flexión de los cables. La expresión empleada en el control, que liga la tensión existente en el cable con su frecuencia propia de vibración es:

$$T = 4m\ell^2 f^2 \left[1 - 2,2\frac{C}{f} - 0,55\left(\frac{C}{f}\right)^2 \right] \quad C = \sqrt{\frac{EI}{m\ell^4}}$$

donde:

f = frecuencia de vibración [Hz]

ℓ = longitud del cable, en [m]

T = fuerza de tesado, en [N]

m = masa por unidad de longitud, en [Kg], del cable con la vaina.

EI = rigidez a flexión del cable, en [N x x m²].

expresión válida para valores superiores a 17 del parámetro adimensional ζ, calculado según la expresión:

$$\zeta = \ell\sqrt{\frac{T}{EI}}$$

lo cual se cumple en nuestro caso.

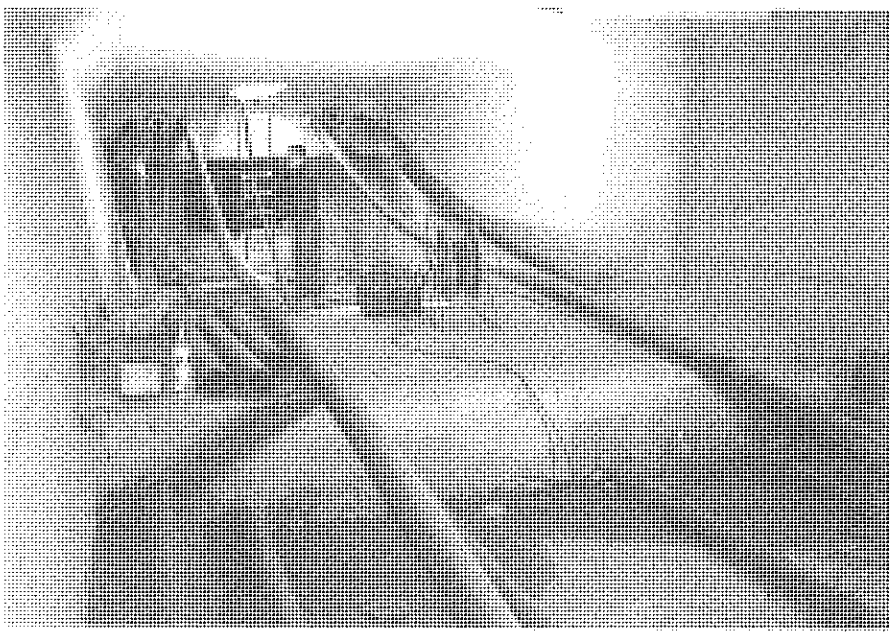


Figura 24. Montaje de vainas de pretensado exterior.

La ejecución de los ensayos y el control de resultados de los mismos fue realizado por KINESIA, empresa especializada en este tipo de trabajos. En la Figura 23 se muestra, a efectos ilustrativos, el espectro de frecuencias de vibración de uno de los cables. Tal espectro, similar a todos los obtenidos in situ, se extiende en un rango de medida de 0 a 25 Hz, y en el gráfico puede verse la frecuencia principal de vibración, de 7,0625 Hz, seguida de los dos primeros armónicos, de 14,125 y 21,0625 Hz. Las amplitudes de vibración, graduadas en ordenadas en mVrms, no son significativas.

Los resultados del control fueron muy satisfactorios, y permitieron obtener conclusiones muy interesantes sobre la aplicación práctica del método al control de fuerzas en cables exteriores. Como puede verse en la formulación expuesta anteriormente, la fuerza deducida para el cable depende de los cuadrados de su longitud y de su frecuencia de vibración, y, por tanto, cualquier error en la estimación de estos valores se traduce en un error de mayor magnitud en el resultado del cálculo. La frecuencia puede medirse con mayor precisión, pero sobre la longitud vibrante es preciso realizar algunas consideraciones ya que, según los casos, ésta puede no ser conocida con exactitud. En principio la longitud vibrante puede adoptarse sin error apreciable como la distancia entre la tangente de salida de un desviador y la tangente de entrada al siguiente, pero esta condición puede verse modificada en algunas situaciones. Así ocurre, por ejemplo, en los tramos de cable que atraviesan un desviador en el que existe una distancia apreciable entre el punto de tangencia y el de salida física del desviador, circunstancia que en nuestro puente ocurre en todos los desvíos ubicados sobre los mamparos de pila. En estos casos, el cable puede encontrar en su vibración otro punto de contacto en los mamparos de hormigón en los que está embebido, modificándose su longitud de vibración y, por tanto, invalidando el cálculo de la fuerza del cable a partir de la longitud teórica entre puntos de tangencia. Lo mismo sucede con los cables que son pasantes sin desvío por un mamparo o un desviador de otros cables, en los cuales no es posible conocer la longitud de vibración, ya que puede producirse el contacto en cualquier punto intermedio

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

entre la entrada y la salida del desviador.

Por lo tanto, atendiendo a lo anterior, los resultados del ensayo sólo serán fiables en aquellos casos en los que la incertidumbre sobre la longitud de vibración es pequeña, que corresponden básicamente a los tramos de cable entre desviadores en los que la distancia entre el punto de tangencia de trazado del cable y la salida física del desviador es pequeña. Estos casos suelen coincidir con tramos intermedios de los cables ubicados en centros de vano. Dado que los cables están formados por varios tramos con continuidad, cuyas tensiones no son independientes, la verificación de la fuerza en estos tramos intermedios, donde sí se conoce con precisión la longitud vibrante, puede considerarse un índice representativo del estado de la totalidad del cable, ya que para llegar a ellos el cable ya habrá acumulado las pérdidas correspondientes a varios desviadores. En la Tabla I se incluyen los errores entre los valores experimentales medidos en obra y los teóricos, agrupados según la casuística antes descrita.

Vemos que los mayores errores se producen a causa del paso por los "desviadores largos". En estos tramos de cable, los valores obtenidos experimentalmente superan a los teóricos en el 100% de los casos, lo que indica, como se ha dicho, que las longitudes de vibración son inferiores a las previstas. En los tramos "pasantes sin desvío", los valores experimentales superan a los teóricos en 8 de los 20 casos auscultados. Aunque, el error medio es sólo del 0,5%, pues se compensan los errores por defecto y por exceso, la desviación típica, que asciende al 8,2% delata la dispersión existente. Finalmente, en los 53 tramos restantes, sin incertidumbres en la longitud de vibración, el error medio es tan sólo del –2,4% con una desviación típica del 4,7%.

Se concluye, por tanto, que en los casos que la incertidumbre sobre la longitud de vibración es pequeña, los errores también lo son, y el método de control resulta fiable. Dado que los tramos en los que esto es así suelen corresponder a los tramos centrales, en los que se han acumulado ya gran parte de las pérdidas al paso por los desviadores, puede controlarse la fuerza real de los tendones por los resultados de los tramos no afectados de incertidumbres, que pueden considerarse significativos del estado de la totalidad del cable. Realizado así en nuestro caso, se obtuvieron resultados muy satisfactorios, con buena similitud entre los valores teóricos esperables de la fuerza en los cables y los valores medidos en obra. Todo el control por vibraciones de los cables fue realizado, como se ha dicho anteriormente, por la empresa KINESIA, y el posproceso y análisis de resultados se realizó en colaboración entre IDEAM y KINESIA, en particular con D. Vicente Puchol de Celis, director de esta última empresa.

Terminada ya la ejecución completa del cajón central, se procedió a la colocación de las piezas de voladizo y a la ejecución de la losa superior sobre ellas (Figura 25). Una vez finalizada la estructura, se realizaron la calzada y aceras superiores, y se colocaron todos los elementos arquitectónicos de acabado del tablero. Las Figuras 26 y 27 muestran vistas del puente completamente terminado.

Propiedad

Excmo. Ayuntamiento de Salamanca

Dirección de Proyecto y Obras

Javier Rodríguez Sánchez

Proyecto y Asistencia Técnica de las Obras

IDEAM, S.A.

Francisco Millanes Mato
Javier Pascual Santos
Jesús Palma Hidalgo

Empresa Constructora

UTE ELSAN-Fernández Constructor S.A.

Delegado Constructora

José M.ª Olaguíbel Álvarez-Valdés

Jefe de Obra

José Luis López

Servicios Técnicos Constructora

Luis Sobrón Lumbreras

Prefabricación jabalcones

PACADAR. S.A.

Tabla I. Control de frecuencias de vibración de cables. Resumen de resultados

Tipo	Número de casos	Valor medio del error (%)	Desviación típica del error (%)
Desviador largo (1)	31	+13,9	6,4
Pasante sin desvío (2)	20	+ 0,5	8,2
Normal (3)	53	- 2,4	4,7

(1) Tramo de cable que atraviesa un desviador en el que existe una distancia apreciable entre el punto de tangencia y el de salida física del desviador.

(2) Tramo de cable que atraviesa sin desviarse un mamparo o un desviador de otro cable.

(3) Tramo de cable entre desviadores en los que no existe distancia apreciable entre el punto de tangencia y el de salida física del desviador.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

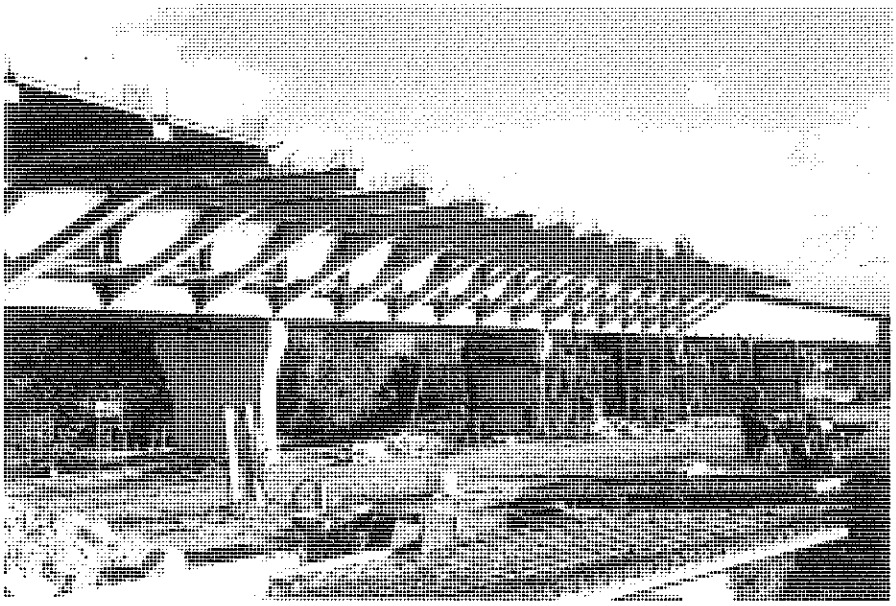


Figura 25. Vista del puente durante el montaje de los voladizos.

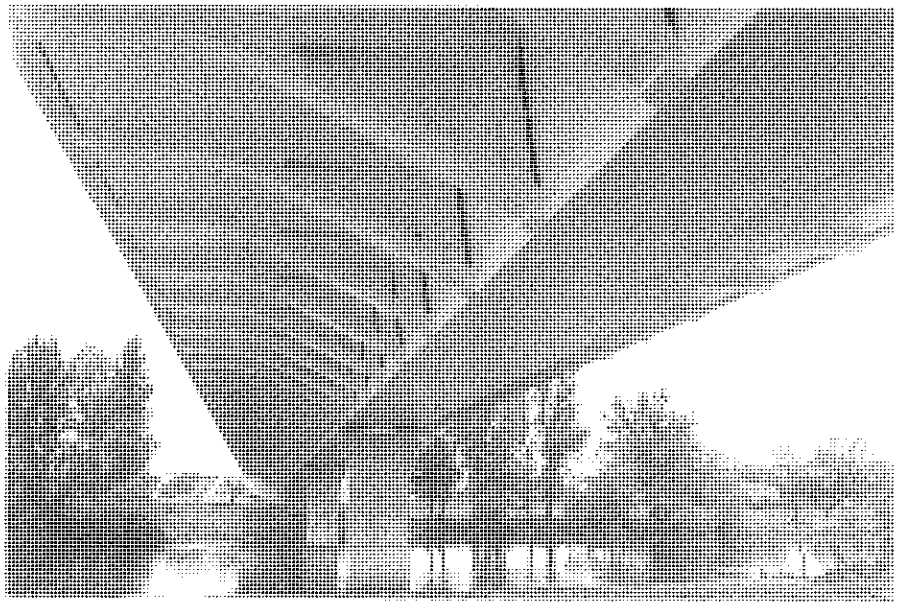


Figura 26. Vista inferior del puente terminado.

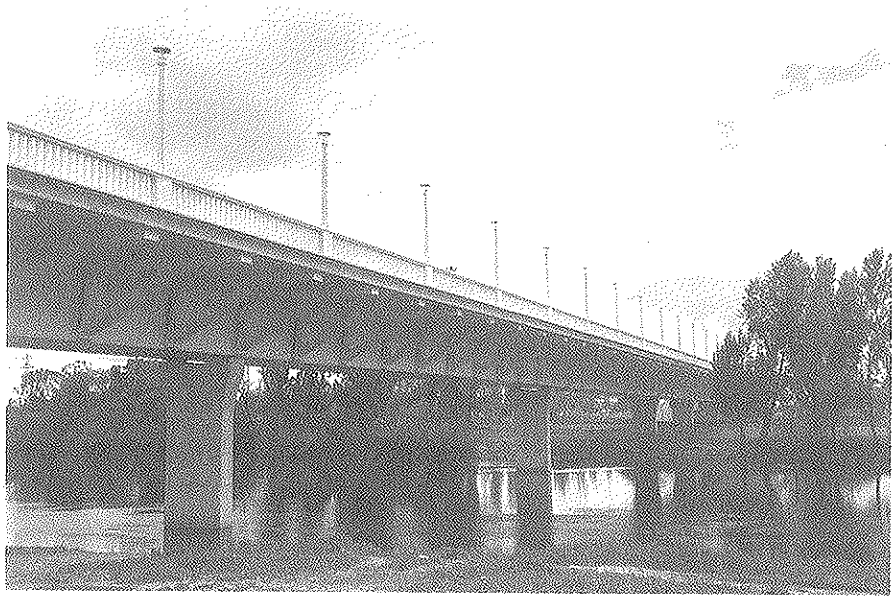


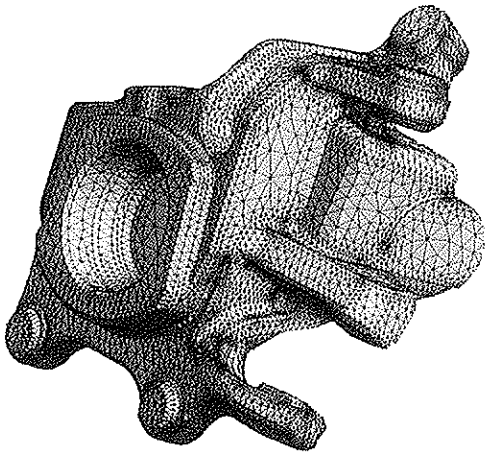
Figura 27. Alzado del puente terminado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

PRESENTACIÓN DE

GiD

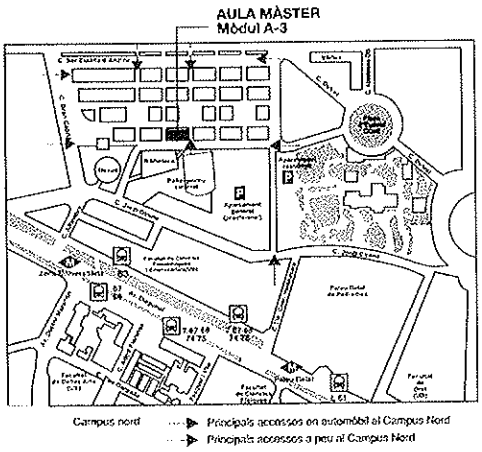
El pre/post procesador personal



Nuevos avances: GiD 6

UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA

Barcelona, 12 de julio de 2000



CIMNE

Centre de Transferència de Tecnologia
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Inscripciones:

Centre Internacional de Mètodes Numèrics
en la Enginyeria (CIMNE)
Adriana Hanganu
Tel.: 93 205 70 16 - Fax: 93 401 65 17
e-mail: cimne@cimne.upc.es
GiD: http://gid.cimne.upc.es

Lugar:

Universitat Politècnica de Catalunya
Aula Màster • Edifici A-3
Campus Nord de la UPC
Jordi Girona, 1-3 • 08034 Barcelona

Participación:

Asistencia gratuita previa inscripción.
Las plazas son limitadas.
La inscripción al curso se realizará
según el orden de solicitud.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

El puente n.º 3 sobre la carretera N-II del distribuidor regional del este, Alcalá de Henares (Madrid)

Bridge n.º 3 over N-II, Alcalá de Henares (Madrid)

D. Santiago Pérez-Fadón
Ingeniero de Caminos
Director Técnico de Ferrovial Agroman

D. José Emilio Herrero
Ingeniero de Caminos
Dirección Técnica de Ferrovial Agroman

D. Carlos Bajo
Ingeniero de Caminos
Dirección Técnica de Ferrovial Agroman

RESUMEN

En el artículo se describe un puente de 5 vanos de luces de 10 + 26 + 26 + 26 + 10 con tablero mixto y construido con dovelas prefabricadas y pretensado exterior. Se describe el proceso de prefabricación de dovelas que aunque tiene muchos aspectos en común con otros puentes de dovelas prefabricadas presenta ciertas singularidades debido a las almas metálicas. El montaje se realiza colgando las dovelas de una cimbra autolanzable mediante barras de pretensar, realizando estas operaciones sobre al autopista A-2 en las proximidades de Alcala de Henares, lo cual supuso minimizar la afección al tráfico. Se escribe así mismo el trazado poligonal del pretensado así como los desviadores y los diafragmas de anclaje sobre pila. Se exponen las singularidades de cálculo y los modelos realizados para valorar la rigidez a torsión de la sección.

SUMMARY

This paper describes a bridge with 10 + 26 + 26 + 26 + 10 span lenght. The bridge has composite deck section and was built with precast segments and external presstressing.

Segment building process is described, although there are many common aspects with other precast segment bridges, the singularities comes throught the steel webs.

Deck building process is done by hanging deck segments from a auto-launching girder using prestress bars. Bridge construction was done over A2 highway nearby Alcalá de Henares. With this construction procedure traffic is not affected.

Poligonal prestress geometry is described as well as diaphragms and anchorage elements. Design methods are explained, such as torsional stiffness evaluation and other singularities.

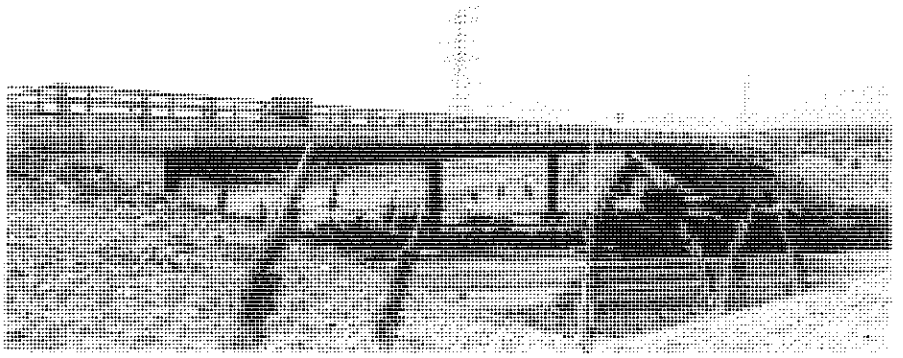


Figura 1. Aspecto general de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

1. INTRODUCCIÓN

La estructura n.º3 del Distribuidor Regional del Este en el termino municipal de Alcalá de Henares en Madrid permite el paso de la carretera regional M-203 sobre la Autovía A-II de Madrid a Barcelona. Este Enlace incorpora además otras tres estructuras de las cuales una es sobre el FFCC y se trata de un tablero de vigas pretensadas prefabricadas; en tanto que las otras dos son estructuras sobre la antigua carretera nacional II y sobre un ramal del propio Distribuidor regional. Estas dos últimas son tableros de dovelas prefabricadas de hormigón colocadas vano a vano mediante una cimbra autolanzable.

La estructura n.º 3 es un puente muy singular ya que se trata de la primera realización en España y una de las pocas en el mundo de tablero construido mediante dovelas prefabricadas mixtas con pretensado exterior.

2. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN

La estructura n.º 3 es un puente de cinco vanos (Figura 2) de los cuales los interiores tienen 26 m de luz en tanto que los extremos tienen 9.93 m y 10.27 m respectivamente. El canto del tablero es de 1.6 m y su ancho es 14.50 m. En el punto de cruce el trazado de la carretera es muy oblicuo a la Autopista A-II. Por ello la estructura se ha diseñado sobre pilas de fuste único a fin de independizar el trabajo del tablero de la geometría esviada del cruce.

2.1. Tablero

El tablero esta constituido por dovelas prefabricadas mixtas cuya sección transversal es la de un cajón monocelular con voladizos transversales en la losa superior y almas inclinadas. Las dovelas (Figura 3) en este caso tienen las almas de acero patinable AE.355.WD. Estas almas están constituidas por chapas planas con un rigidizador vertical y otro

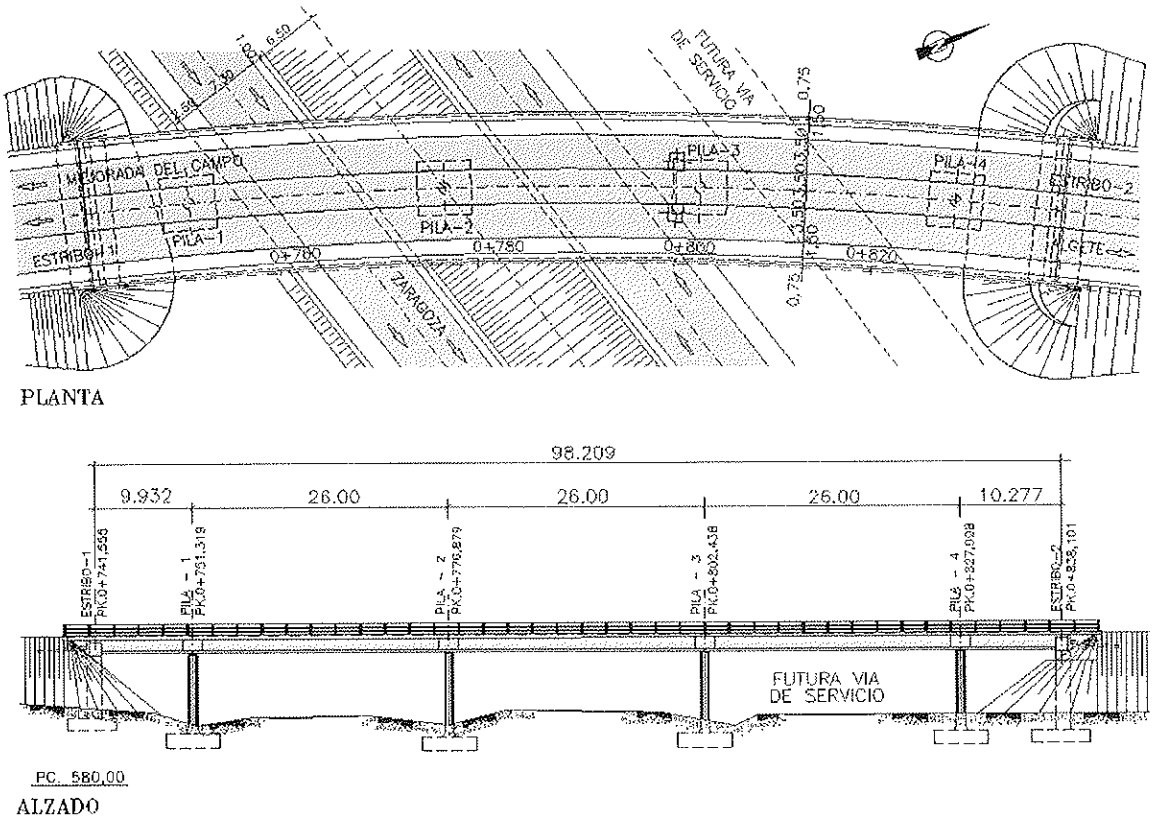


Figura 2. Plano general de la Estructura n.º 3 Planta y Alzado.

horizontal que se cruzan en el centro de cada chapa. Las almas van conectadas mediante conectadores tipo "T" a las losas superior e inferior respectivamente para transmitir los esfuerzos rasantes.

La deformabilidad de esta sección transversal debido a flexión es muy grande por la falta de rigidez de las almas. Para disminuir esta deformabilidad cada dovela tiene un diafragma formado por perfiles dispuestos en triángulos. Dado que este diafragma esta en el centro de cada dovela no evita la deformación por distorsión hasta que todas las dovelas están colocadas en el puente (Figura 4). Estos triángulos tienen diferente forma de unos casos a otros para evitar su interferencia con los tendones de pretensado exterior (Figura 5).

Cuando todas las dovelas están unidas por el pretensado, el tablero tiene una rigidez muy superior a la de cada una de ellas individualmente considerada. Para analizar con suficiente precisión cuál era esta rigidez y para calcular la distribución de cortantes entre las dos almas para sobrecargas excéntricas, se hizo un modelo de elementos finitos en el que se representaran todas las chapas, reflejando de esta manera los fenómenos de deformación por cortante, no desprecia-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

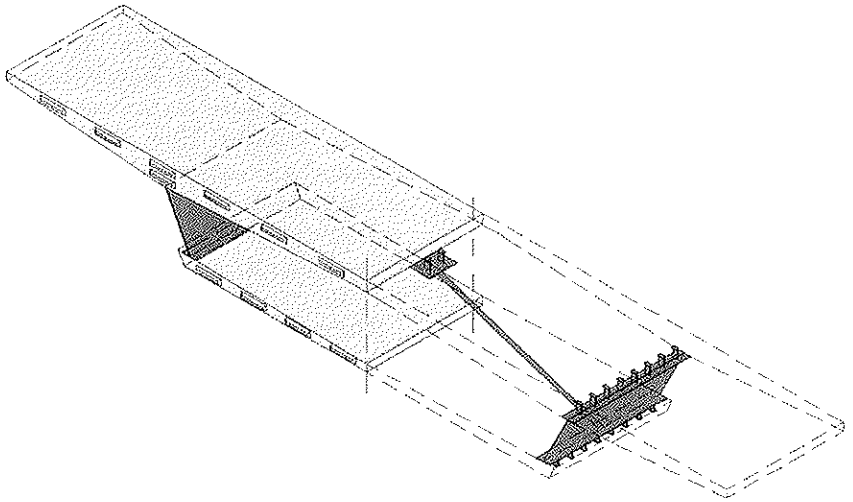


Figura 3. Perspectiva isométrica de una dovela.

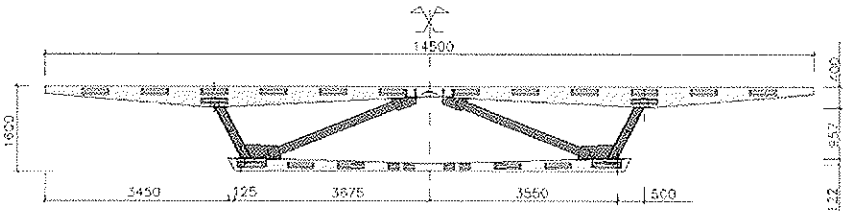


Figura 4. Dovela con cuaderna tipo A.

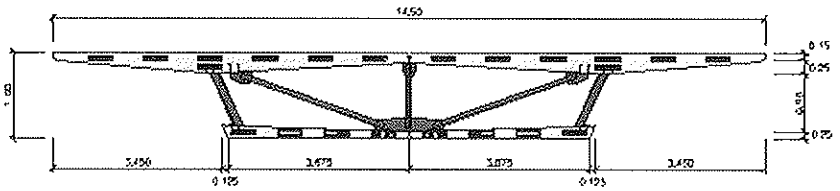


Figura 5. Dovela con cuaderna tipo B.

bles en este caso (Figura 6). Este modelo demostró su precisión en la prueba de carga en el que en la posición de torsión máxima los resultados fueron los expuestos en la Tabla.

En la sección transversal sobre la pila se producen unas flexiones transversales importantes como consecuencia del apoyo en fuste único. Para resistir estas flexiones hay que disponer un diafragma de alma llena (Figura 7).

Por otra parte este diafragma servirá para anclar los tendones de pretensado exterior y por ello se ha diseñado con un espesor suficiente para alojar los radios de los tendones en alzado. Para lograr este espesor primero se pensó en un diafragma de hormigón armado; sin embargo finalmente se diseño un diafragma mixto con dos chapas de acero a unos 2.0 m de distancia relleno en su interior con hormigón. Uno de los problemas principales de este diafragma es la conexión con la losa superior para transmitir esfuerzos cortantes. Para garantizar esta conexión se dispuso armadura ordinaria en cercos entre la losa superior y el diafragma. Además la parte superior debajo de la losa se dejaba sin rellenar durante el hormigonado y se inyectaba posteriormente con un mortero fluido.

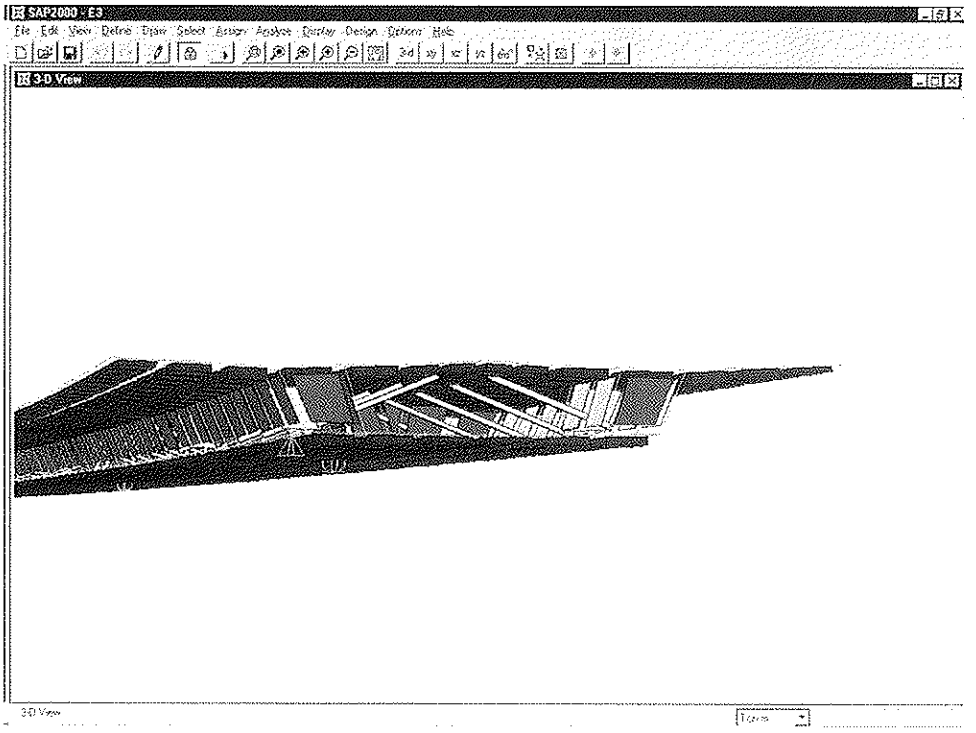


Figura 6. Modelo de Elementos Finitos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

PRUEBA DE CARGA DE TORSIÓN

	Flecha máxima real (mm)	Flecha máxima teórica (mm	%
VANO2	-18.80	-17.08	110%
VANO3	-17.30	-16.40	105%
VANO4	-16.39	-16.02	102%

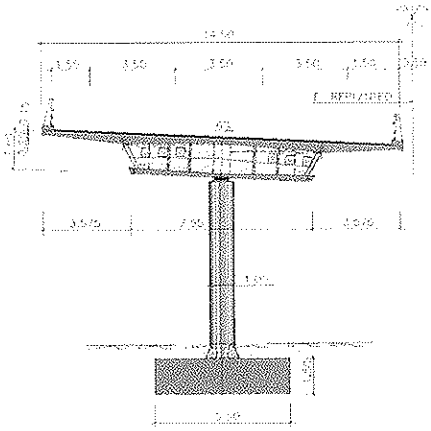


Figura 7. Sección trasversal por pila.

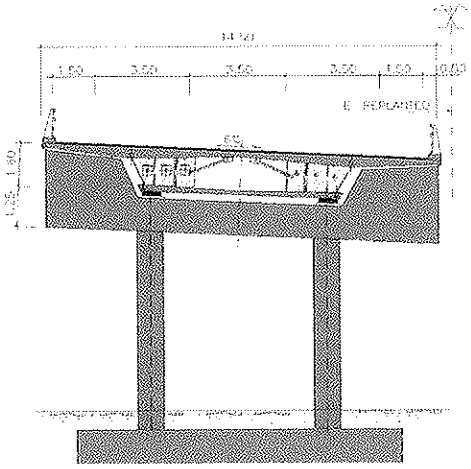


Figura 8. Sección trasversal por estribo.

En el extremo del tablero la sección transversal (Figura 8) tiene también un diafragma para resistir las reacciones de apoyo y para anclar los tendones de pretensado exterior. Este diafragma es similar al anteriormente descrito para la sección de pila; solo que en este caso la parte central no se necesita por lo que se elimina para permitir el paso.

Finalmente el tablero incorpora en determinadas secciones próximas al cuarto de la luz unos desviadores para los tendones del pretensado exterior. Estos desviadores son sendos tabiques transversales de hormigón armado conectados a las almas y a las losas de la sección transversal (Figura 9). En la parte inferior se dispone un puntal horizontal también de hormigón para resistir la fuerza horizontal debida a la curvatura en planta de los tendones. En el momento de hormigonar estos tabiques se dejan embebidos unos tubos longitudinales metálicos abocinados para que los tendones puedan pasar a través de ellos y modificar su trazado en planta y alzado.

Hay que señalar además que después del montaje se da continuidad a las almas de todas las dovelas para tener resistencia a esfuerzo cortante. Para ello se sueldan los bordes de las almas con la ayuda de una platabanda auxiliar.

Además se da continuidad a las alas superiores e inferiores de algunas secciones soldando platabandas cuando todas las dovelas ya estaban montadas. Esto, en realidad, supone una armadura pasante ya que para abrirse las juntas deberían romperse estos tapajuntas, de los cuales en algunas secciones había hasta en el centro de la losa inferior (Figura 10).

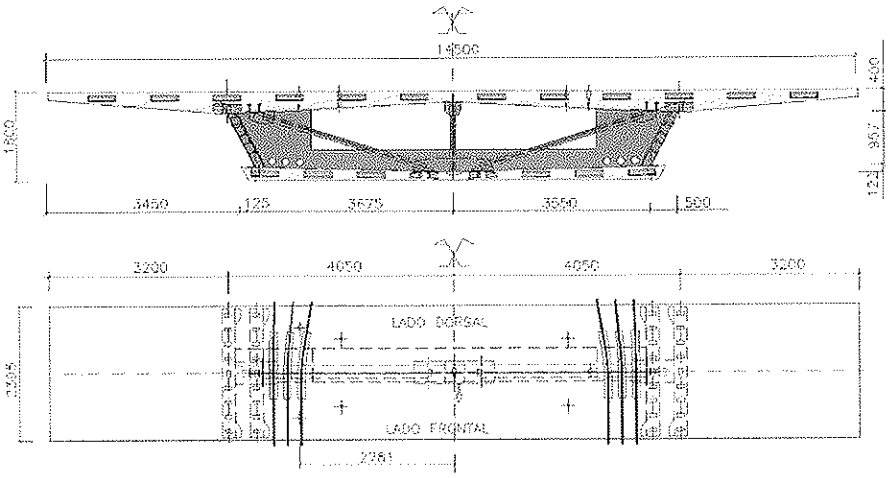


Figura 9. Dovela con desviadores de los tendones de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

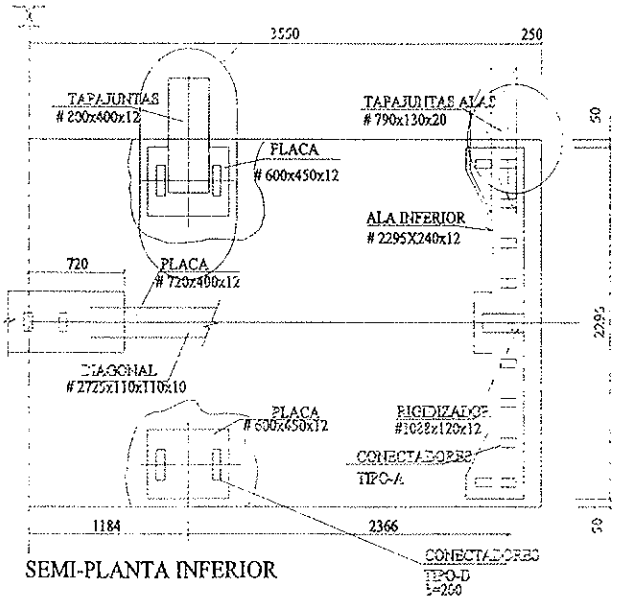


Figura 10. Esquema de distribución de tapajuntas.

El criterio para el dimensionamiento del pretensado en principio era que con combinaciones raras quedase una compresión residual en servicio. Sin embargo, en E.L.U. el problema que origina la apertura de una junta es que el torsor no es capaz de pasar por una sección que no tiene losa superior o inferior. Esta es una de las misiones de los tapajuntas mencionados.

2.2. Pretensado

El pretensado del tablero de un vano interior esta formado por 6 tendones de 19 cordones de 0.6 pulgadas de diámetro. Los tendones se anclan en ambos extremos en cada tramo por lo que en los diafragmas de apoyo en pilas se cruzan los cables de un vano con los del siguiente. Los tendones tienen un trazado idéntico en alzado pero tienen diferente trazado en planta.

El trazado en alzado (Figura 11) esta constituido por tres tramos rectos. El primero es un tramo inclinado y va por el interior del cajón desde la losa superior hasta la losa inferior. Este tramo empieza en el diafragma de pila y tiene unos 7 m de longitud aproximadamente. El segundo tramo es un tramo horizontal que va sobre la losa inferior por el interior del cajón. Este tramo tiene unos 12 m de longitud aproximadamente. El tercer tramo es inclinado simétrico del primero y va desde la losa inferior hasta la losa superior. Su longitud es de unos 7 m y termina en el diafragma de pila.

El trazado en alzado incorpora además las curvas de cambio de dirección entre cada tramo que se producen en las zonas de desviadores y las curvas en los diafragmas de pila donde se anclan los tendones.

Respecto al trazado en planta hay que tener en cuenta que, por una parte los tendones necesitan separarse en planta en sus extremos para tener el espacio necesario para las placas de anclaje y por otra parte es conveniente que los tendones estén lo mas cerca posible de las esquinas de la sección transversal cuando atraviesan los desviadores para resistir las fuerzas de desviación. En consecuencia el trazado en planta de los tendones es paralelo en el tramo central de cada vano pero se separa desde los desviadores hasta los anclajes de modo diferente para cada tendón.

Además de este pretensado el tablero tiene otro pretensado mediante barras en las secciones próximas a las pilas. Este es para evitar la apertura de esa sección

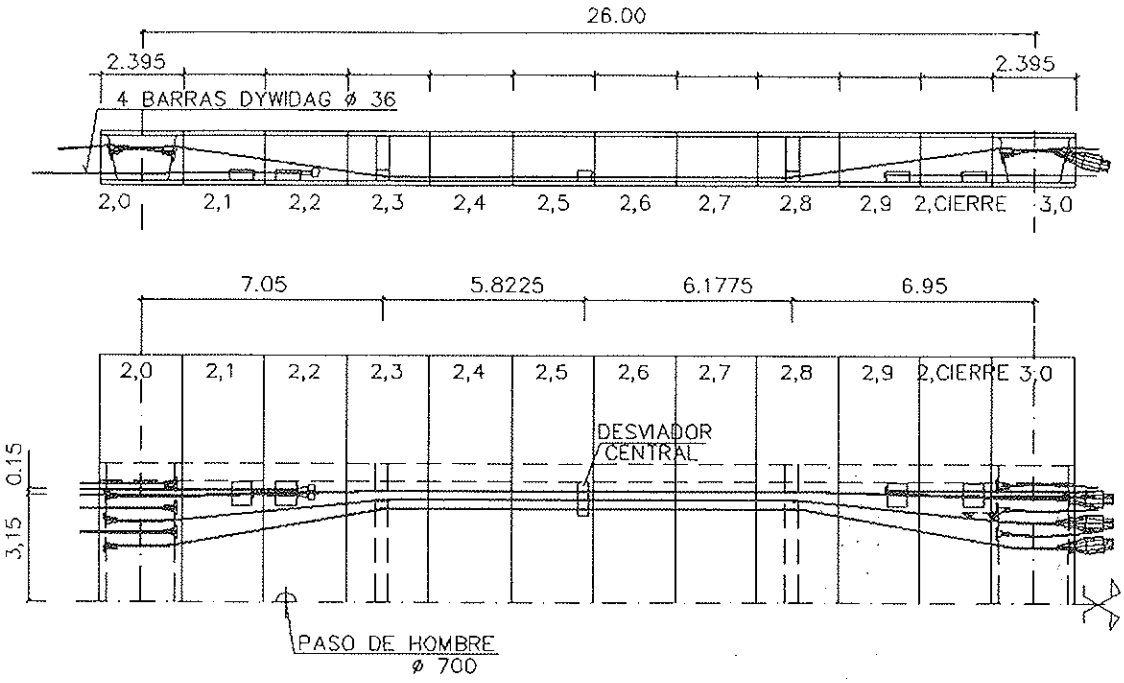


Figura 11. Trazado del pretensado en planta y alzado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

por momentos flectores positivos y esta formado por 4 barras, dos a cada lado, de 36 mm de diámetro con una resistencia a tracción característica de 127 Tn por barra. Efectivamente en combinaciones de máximos momentos positivos, en sección de pila con la acción del gradiente térmico se produce apertura de juntas en la cara inferior en E.L.S. Estas barras dejan a la sección con una compresión residual en la losa inferior.

Los tendones se tesan a una fuerza de 450 Tn cada uno resultando una fuerza total de unas 2.700 Tn sobre la sección transversal. Los tendones se tesan en dos fases primero se tesa el 10 % de la fuerza total para aproximar las dovelas y luego se eleva a la fuerza definitiva. Las barras se tesan a 100 Tn cada una.

Los tendones y las barras van protegidos contra la corrosión mediante vainas de polietileno de alta densidad rellenos de lechada de cemento (Figura 12). Las vainas de polietileno de los tendones se interrumpen al llegar a los desviadores. En este punto se dañarían por efecto de las fuerzas de desviación por lo que se sustituyen por unas vainas metálicas que se conectan con las de plástico por medio de unas abrazaderas metálicas convenientemente apretadas. Las vainas metálicas pasan por el interior de los tubos abocinados (sistema de doble tubo metálico) de manera que pueden absorber sin grandes curvaturas los errores de construcción dentro de las tolerancias especificadas en el proyecto. Para comprobar que este sistema admitía las holguras suficientes para absorber los errores de colocación, se colocaron en el parque de prefabricados las dovelas de dos pilas consecutivas y las de los desviadores que se situaban entre ellas, en su posición relativa en planta y alzado (teniendo en cuenta la curvatura del tablero en planta) (Figura 13). Se pasó entonces un cable tesado que reproducía la geometría del cable definitivo, comprobándose en todos los casos que el cable tocaba en la parte interior del tubo abocinado y no en un extremo.

Sin embargo al llegar a los anclajes se ha dispuesto un sistema de tubo metálico único, es decir la vaina de polietileno se conecta directamente al tubo desviador mediante una abrazadera. Esto es así por que los tubos de los desviadores de los anclajes se pueden ajustar antes de fijarlos con el hormigonado del diafragma.

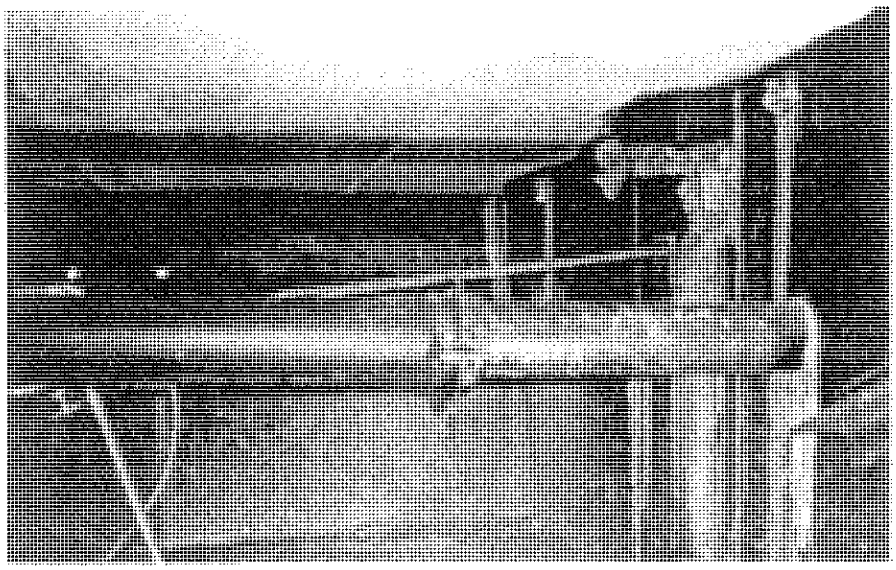


Figura 12. Unión de vaina de polietileno con tubo metálico en anclaje.

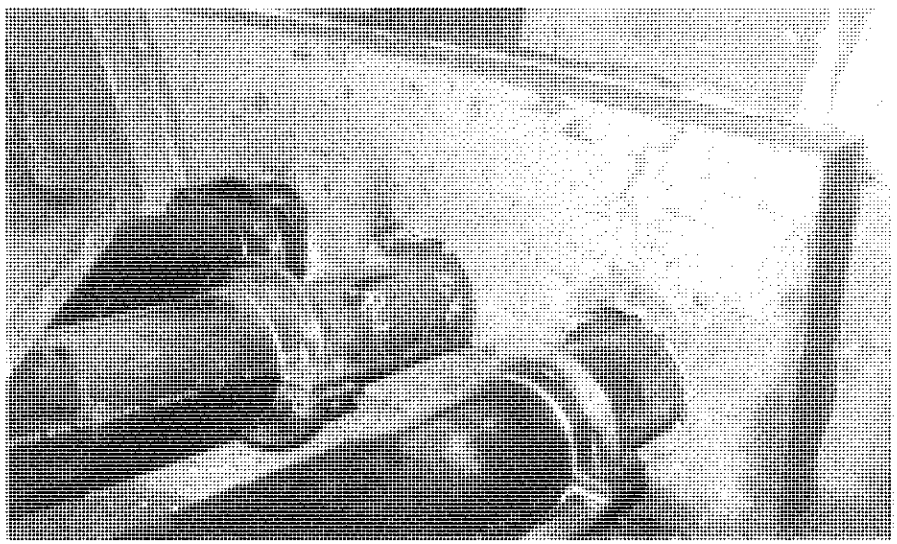


Figura 13. Detalle de desviador de vano

2 3. Pilas

Cada pila esta constituida por un solo fuste mixto formado por un tubo de acero patinable AE 355 WD que se rellena de hormigón en masa H 250. El tubo tiene por el exterior una serie de aletas verticales que actúan como rigidizadores y por el interior una serie de conectadores que garantizan la adherencia entre el hormigón y el acero (Figura 14).

El diámetro exterior de los fustes es de 1.0 m y la altura media es de unos 7 m desde el terreno hasta la losa inferior del tablero. La apariencia estética resulta así de gran esbeltez y originalidad. Al principio se pensó en diseñar unos capiteles jugando con las formas de las aletas como se ha hecho en otro proyecto nuestro en la isla de Tenerife pero la tra-

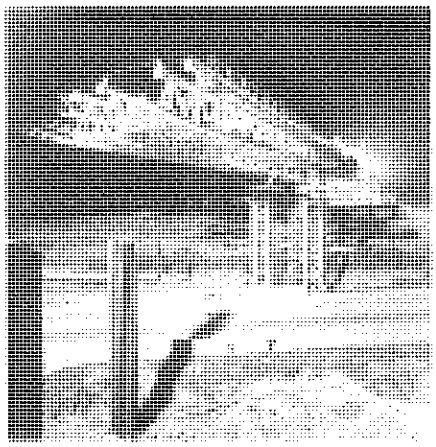


Figura 14. Detalle de pila

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

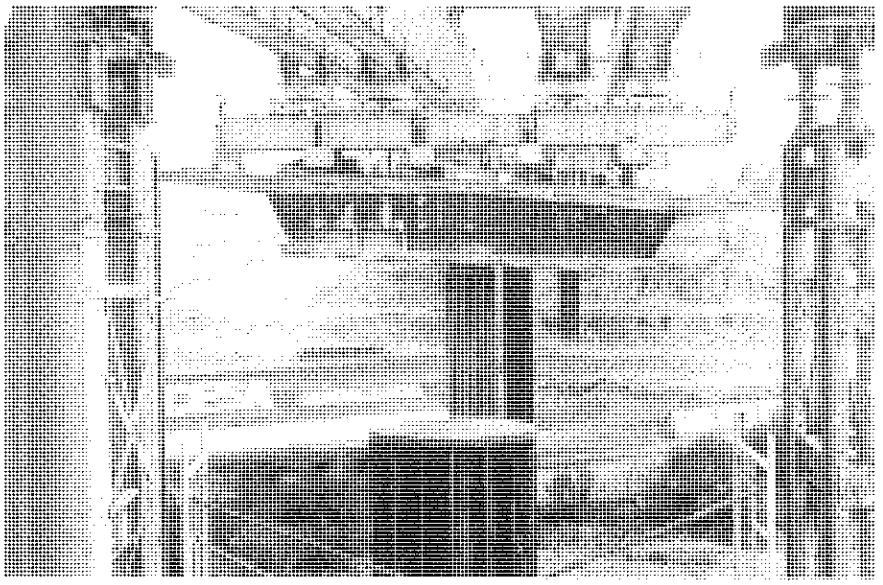


Figura 15. Apoyo de dovela sobre la pila

dicional austeridad castellana nos disuadió de tal intento dejando finalmente la pila recta en toda su altura.

En el extremo superior de la pila se coloca una placa de acero circular que comprime simultáneamente el tubo, los rigidizadores y el relleno de hormigón. Para garantizar el contacto del relleno de hormigón con esta placa el hormigonado se detiene unos 10 cm antes de llegar al extremo superior del tubo, después se coloca la placa superior y se inyectan los últimos 10 cm con lechada de cemento sin retracción. Sobre la placa superior se coloca un apoyo de neopreno para el tablero (Figura 15).

En el extremo inferior de la pila se aumenta el ancho de las aletas para dar espacio a unas placas de anclaje que servirán para fijar la pila a la cimentación mediante barras de acero de alto límite elástico. Este ensanchamiento de la pila queda enterrado por debajo del terreno por lo que no queda visto.

3. LA FABRICACIÓN DE DOVELAS

La fabricación de dovelas se hace a pie de obra mediante un molde (Figuras 16 y 17) al que le falta la cara trasera. Para hormigonar cada dovela se utiliza la anterior para cerrar el molde por esta cara. Así cada dovela encajara perfectamente con la anterior y con la siguiente cuando sean colocadas en el puente. A este sistema de prefabricación se le

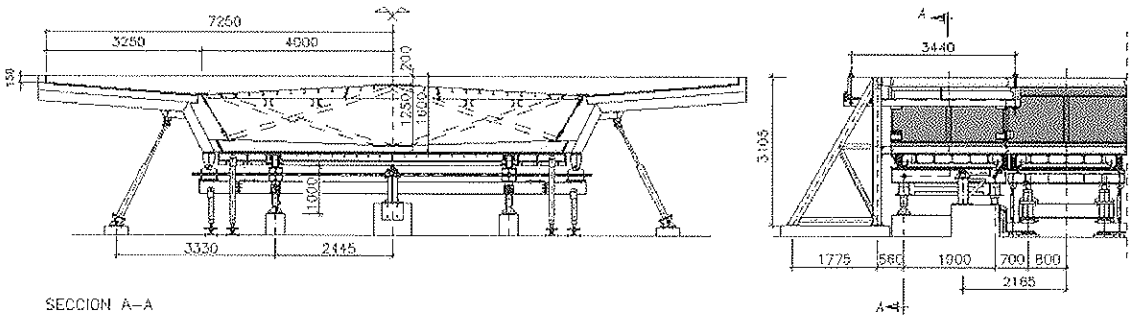


Figura 16. Molde para fabricación de dovelas.

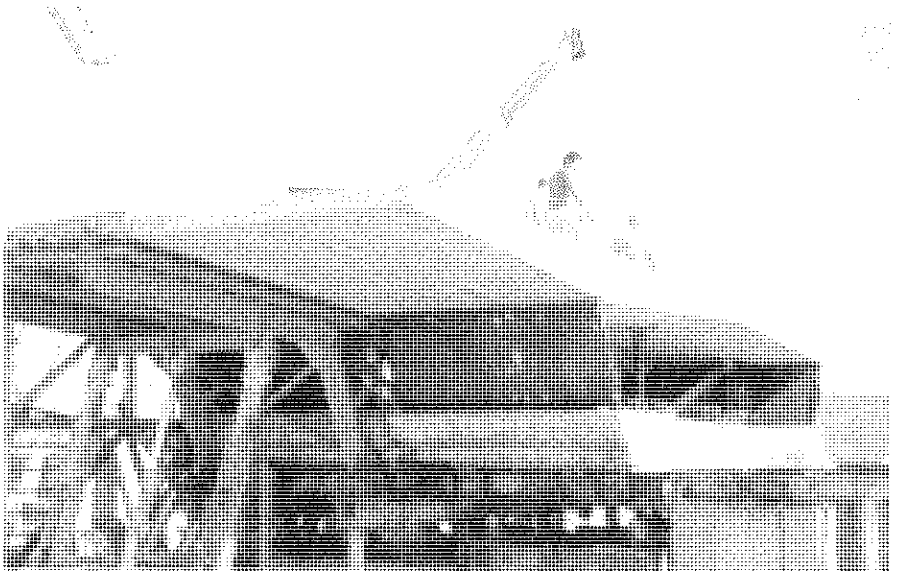


Figura 17. Retirada de dovela de posición de contramolde.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

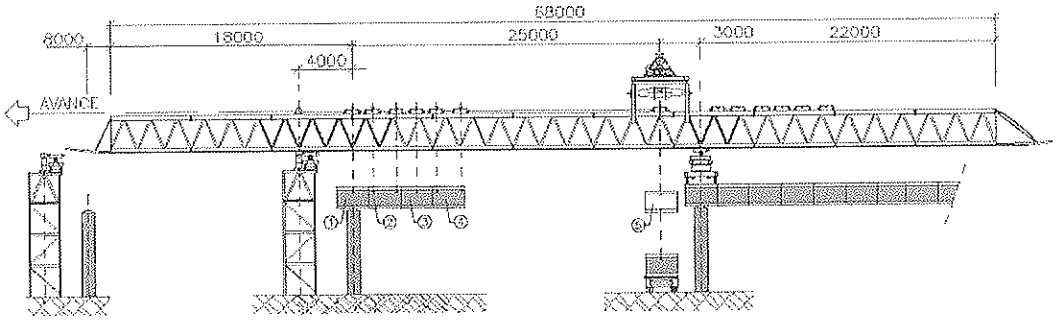


Figura 18. Procedimiento de colocación de dovelas.

denomina de dovelas conjugadas. La dovela conjugada se orienta mediante gatos dispuestos en el molde a tal fin antes del hormigonado de la siguiente para que esta tenga la forma apropiada. La única diferencia con las dovelas de hormigón es que las almas metálicas de la dovela que se va a hormigonar ya están en el molde cuando se orienta la dovela conjugada y han de seguir perfectamente en continuación de las almas de esta cuando se mueven para la orientación. Para lograr esta perfecta continuidad de chapas se dispusieron en el molde unas mordazas que aseguraban la continuidad entre las almas de la dovela conjugada y de la que se va hormigonar y otras mordazas para que en su cara frontal las almas de la dovela que se va hormigonar queden en posición teórica. Al mismo tiempo estas mordazas permitían los movimientos necesarios para la orientación de la contradovela.

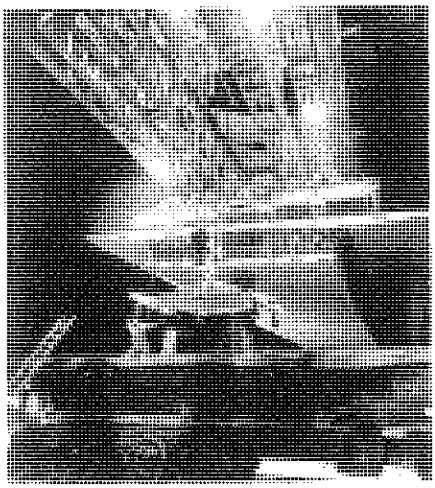


Figura 19. Elevación de dovela mediante cabrestante

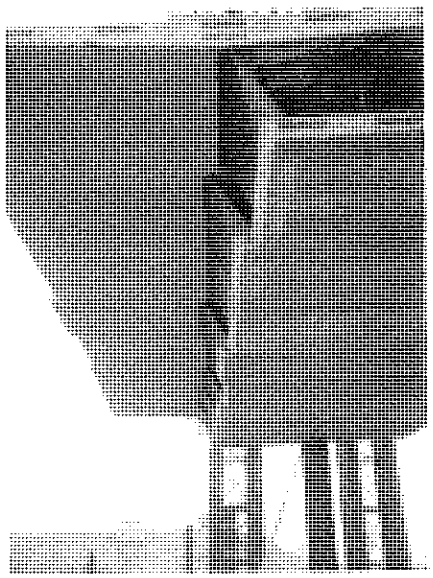


Figura 20. Cuelgue de dovelas previo al ajuste geométrico

La gran flexibilidad a torsión de cada una de estas dovelas, rompía el principio en el que se basa el programa de control geométrico, que parte de que todas las dovelas tienen la misma forma cuando están en la posición del molde que cuando han pasado a la de contramolde. Esto supuso algunas correcciones en los resultados del programa, comprobandose una vez montadas que se había reproducido sin problemas el sólido teórico.

4. PUESTA EN OBRA DE LAS DOVELAS

Las dovelas se ponen en obra siguiendo el proceso de construcción que se describe a continuación (Figura 18):

Se coloca un lanzador desde la pila del extremo del vano ya terminado hasta después de la pila siguiente. Para apoyar el lanzador unos 2.0 m mas adelante de la pila siguiente es preciso realizar una cimentación temporal y montar a una torre metálica temporal.

Un camión trae las dovelas desde el parque de prefabricados hasta debajo del puente justamente al lado de la pila del vano recién terminado.

El cabrestante de elevación toma la dovela y la eleva hasta la altura aproximada del tablero (Figura 19). Una vez allí se colocan tres barras tipo Dywidag para colgar la dovela de unos carros que ruedan sobre la parte superior del lanzador y se suelta la dovela del cabrestante de elevación.

Mediante otro cabrestante horizontal se transporta la dovela hasta su posición definitiva y se ajusta su geometría mediante gatos sobre los carros de transporte.

Después se van realizando las mismas operaciones con todas las dovelas hasta que un vano entero esta colgado de la cimbra (Figura 20). Se colocan unas calas ente la primera dovela del nuevo vano y la ultima del vano anterior que es la de pila. Con estas calas se orienta la dovela primera del nuevo vano utilizando un programa de ordenador que tiene en cuenta la forma del solido construido en el parque.

Se procede a colocar los tendones del pretensado exterior y a tesarlos a un diez por ciento de su fuerza nominal. Así las dovelas se juntan y se puede comprobar la geometría del nuevo vano.

Si la geometría es correcta se procede a dar el resto del pretensado si no lo es se suelta el pretensado preliminar y se vuelve a actuar sobre las calas.

Una vez introducido todo el pretensado se procede a aflojar todas las barras de cuelgue de las dovelas. En este momento el cortante del peso propio

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

pasa, en las zonas de juntas, por la losa superior e inferior ya que no están soldadas las almas. Es entonces cuando se procede a soldar éstas. De esta forma a tiempo 0 todo el axil de pretensado está en el hormigón y nada en el acero. Es más, en las almas puede quedar una cierta tracción residual como efecto del enfriamiento de la soldadura de éstas.

Una vez introducido la totalidad del pretensado se procede a soldar las almas con ayuda de unas pletinas que permiten aproximarla y mejorar la coincidencia de las chapas.

Así el vano queda terminado y el lanzador se pasa al vano siguiente para volver a repetir el ciclo (Figura 21).

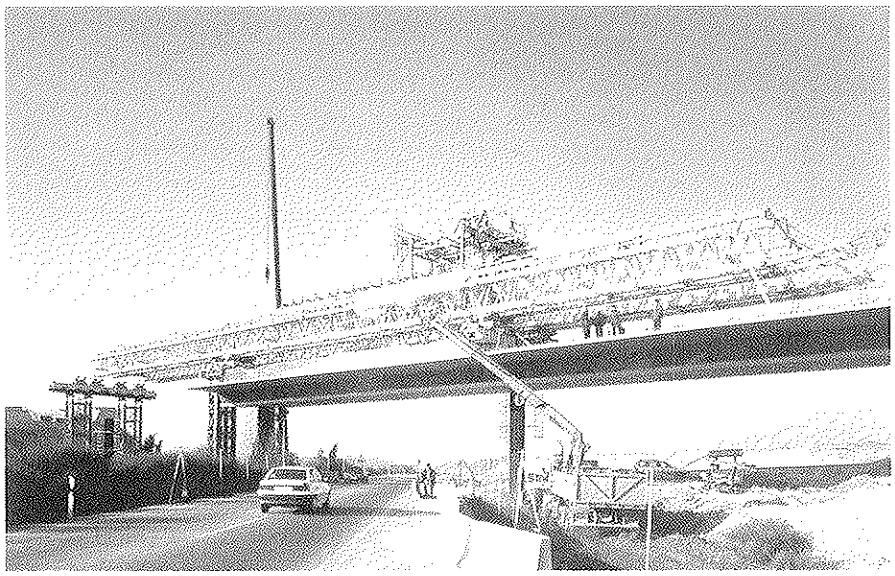


Figura 21. Autolanzamiento de cimbra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Puente sobre el río Miño en la autovía-VI Lugo, Galicia

River Miño bridge, A-6 highway, Lugo, Galicia

D. Santiago Pérez-Fadón
Ingeniero de Caminos
Director Técnico de Ferrovial Agroman

♦

D. José Emilio Herrero
Ingeniero de Caminos
Dirección Técnica de Ferrovial Agroman

RESUMEN

En este artículo se describe el puente de la N-VI Madrid-La Coruña que cruza el río Miño en la provincia de Lugo. El tablero de dos calzadas, con 271 metros de longitud y 13 metros de ancho tiene vanos de 32 metros de luz. El procedimiento de construcción ha sido el de dovelas prefabricadas con cimbra autolanzable. El diseño de la sección transversal del tablero optimiza los aligeramientos ya que éstos se realizan mediante un encofrado recuperable. Las dovelas una vez fabricadas en una unidad de prefabricación son trasladadas mediante camión góndola al sitio donde, mediante una grúa, son colocadas sobre carritos que ruedan sobre la cimbra autoportante. Una vez que se han montado todas las dovelas de un vano, y se ha hormigonado la dovela de cierre se introduce el pretensado definitivo y la cimbra avanza por sus propios medios hasta la siguiente posición.

En la segunda parte del artículo se describen las pilas de este viaducto que son circulares de diámetro 1,20, acabada en capiteles para dar cabida al doble apoyo del tablero. Las pilas se han realizado con hormigón H650 que se ha conseguido con la adición de humo de sílice. Se hace un estudio de la relación entre el diámetro y la resistencia a presión necesaria para el dimensionamiento de estas pilas. Se sostiene que en piezas de este tipo la utilización de hormigones de alta resistencia es una alternativa más económica que la utilización de hormigones convencionales.

SUMMARY

This paper describes the bridge over River Miño in Lugo, in the A6 highway from Madrid to La Coruña. The double lane deck is 271 m length and 13 m width, and has seven inner spans of 32 m each. The deck is prestressed concrete, constructed from precast segments mounted span by span on launching girder. The transversal section design optimizes lightenings because these are reusable formwork. The segments, once precasted in a yard, are brought on trucks to the work site and, with a crane, positioned by small cars on the launching girder. Once all the segments in a span are placed and concrete is poured for the closing seg-

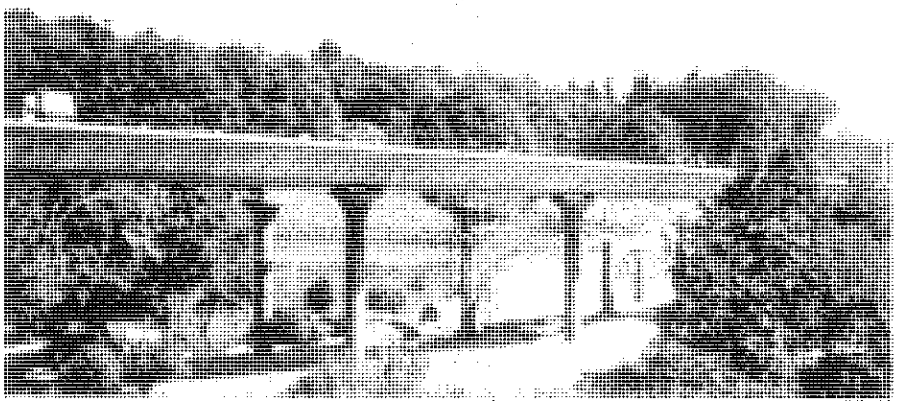


Figura 1. Vista general del Puente sobre el Río Miño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ment, final prestressing is applied and the launching girder is self-carried (supported) to next position.

On the second part the bridges piers are described, 1,20 circunferential diametre, and capital topped to support the deck double bearing. Piers are made of 65 N/mm² Concrete, obtained by the addition of silicilia fume. Relation between pier diametre and compression strength is studied in order to estimate the right pier measurement. The use of high performance concrete in elements subdued to a very high compression strength is a cheaper alternative comparing with the use of convetional concrete.

1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el río Miño forma parte de las obras de la nueva autovía A-VI Madrid-La Coruña a su paso por Lugo en Galicia. El puente es doble, uno para cada calzada de la autovía.

El valle del río Miño es muy ancho en el punto de paso por lo que el puente tiene nueve vanos, los 7 interiores tienen 32 m de luz y los dos extremos 23.7 m de luz. Así la longitud total resulta de 271,4 m. La altura del puente sobre el fondo del valle es tan solo de 12 m (Figura 2).

2. TABLERO

El tablero es de hormigón pretensado construido por dovelas prefabricadas colocadas vano a vano sobre cimbra.

La sección transversal es una losa aligerada con tres aligeramientos internos con forma de ovoide de 1,15 m de altura y sendos voladizos transversales de 2,9 m. El tablero tiene 13,2 m de ancho y 1.4 m de canto. Cada vano tiene 14 dovelas prefabricadas de 2,4 m de longitud y una dovela de cierre hormigonada *"in situ"* de 1,2 m. Las dovelas que están sobre las pilas no tienen los aligeramientos, pero se deja un paso a través de ellas de forma circular de 0.6 m de diámetro (Figura 3).

La tercera dovela de cada vano tiene los anclajes del pretensado que se sitúan en las almas entre los aligeramientos (Figura 4).

En las caras frontal y dorsal de cada dovela se disponen llaves para resistir el cortante (Figura 5). Estas llaves no sólo se disponen en las almas sino también en la losa superior para facilitar el montaje y resistir la torsión. El hormigón del tablero tiene una resistencia característica a compresión de 350 Kp/cm² a los 28 días.

3. PRETENSADO

Al contrario de lo que suele ser habitual en este tipo de tableros (pretensado externo no adherente); el pretensado del tablero es del tipo convencional (interno y adherente). Esto fue así debido a que la Dirección de Obra permitía alterar la forma de construcción del proyecto original

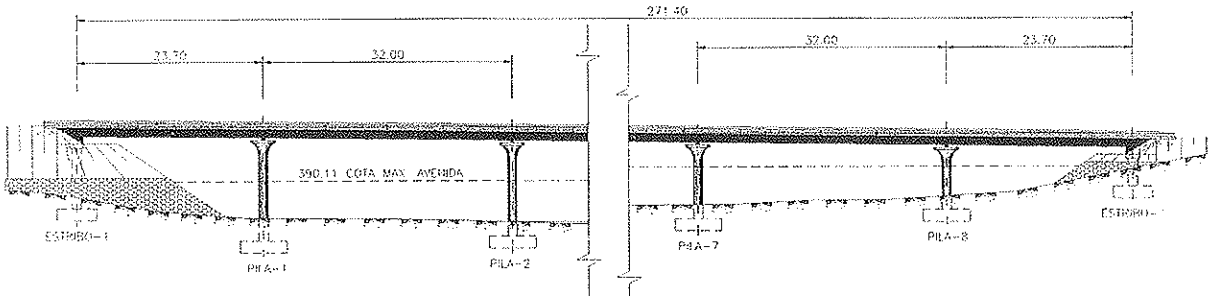


Figura 2. Alzado general del puente.

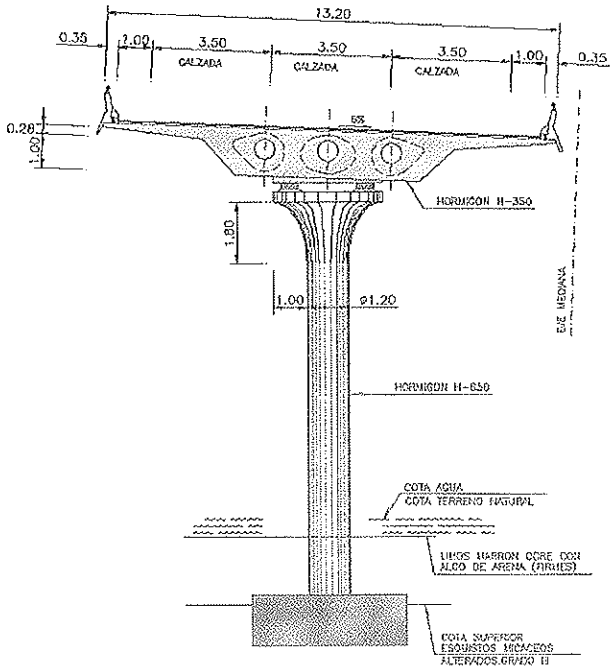


Figura 3. Dovela de pila.

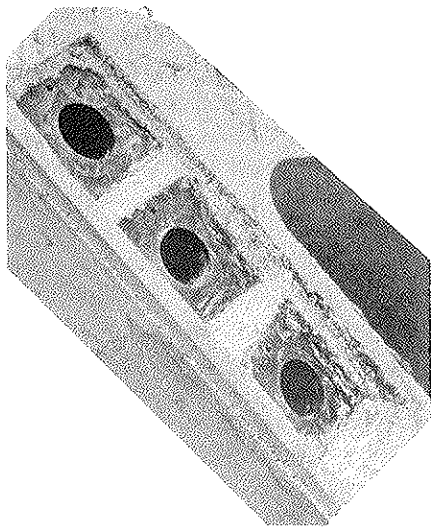


Figura 4. Detalle de placa de anclaje en las almas

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

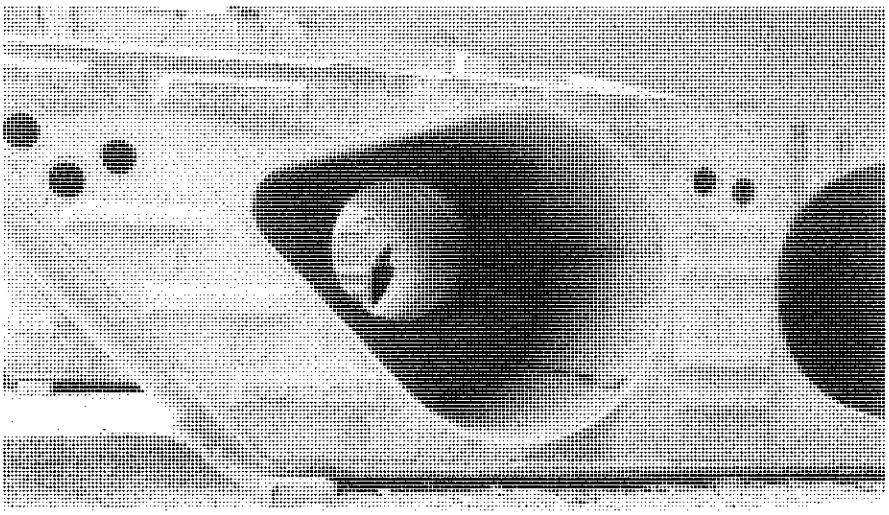


Figura 5. Detalle de llaves de cortante

formas conjugadas. El parque tenía tres moldes que fabricaban indistintamente dovelas estándar, dovelas de pila o dovelas de anclajes.

Para dar a cada dovela la forma correspondiente a la geometría del tablero del puente, se utilizó un programa de ordenador al que se le daba la geometría del puente y los datos de las dovelas anteriormente fabricadas. Los datos de las dovelas anteriores se tomaban cada día antes de separar las dovelas del molde. De este modo el programa tenía en cuenta los errores cometidos durante el hormigonado de las dovelas anteriores y los trataba de corregir en el siguiente hormigonado. El programa daba como resultado la posición relativa en la que había que colocar las dovelas conjugadas del siguiente hormigonado para que el sólido que resultase al unir todas las dovelas de un tramo fuera el deseado.

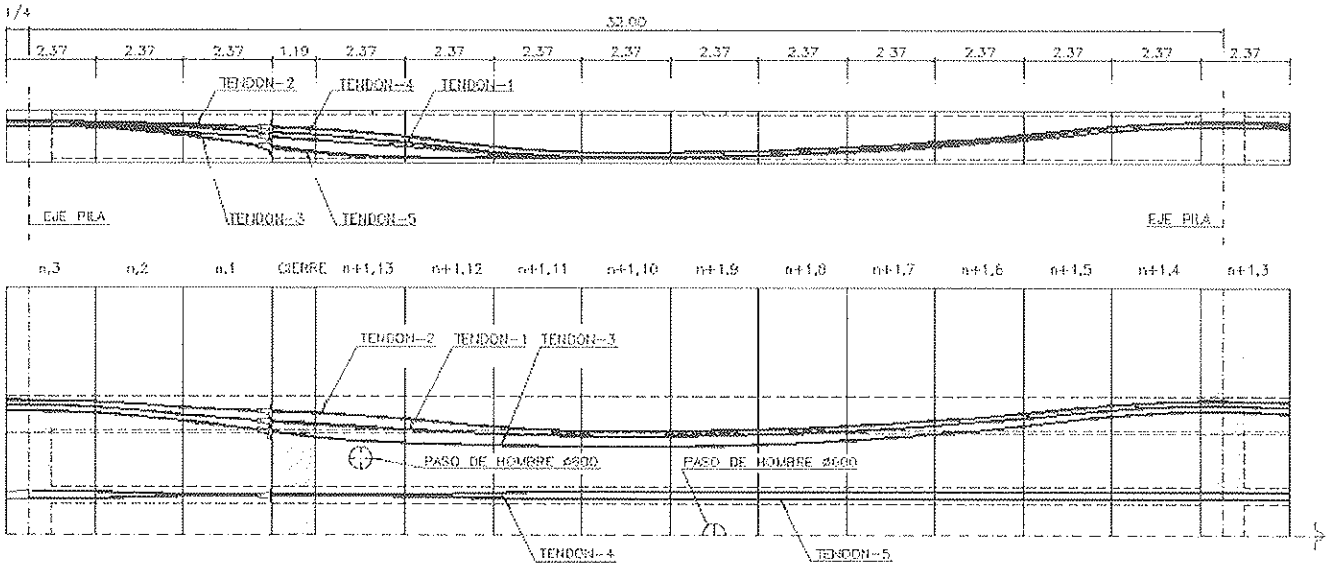


Figura 6. Trazado de los cables del pretensado en alzado.

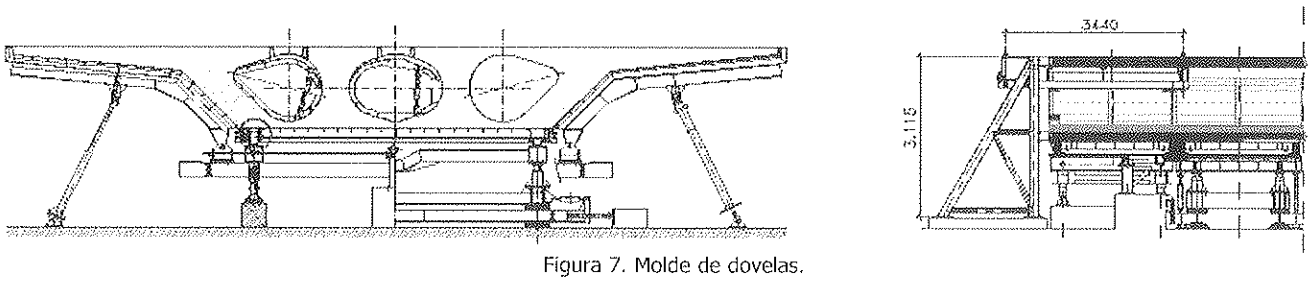


Figura 7. Molde de dovelas.

pero no su tipología. Por ello el pretensado es prácticamente igual al de un tablero construido *"in situ"* vano a vano.

El tablero lleva 10 tendones de 19 cordones de 0,6 pulgadas de diámetro. Estos tendones son continuos a todo lo largo del tablero y se anclan con conectadores en una sección a 6,6 m del eje de apoyo en las pilas. Lo tendones se tesan a una fuerza de 540 Tn por tendón (Figura 6).

4. PREFABRICACIÓN DE LAS DOVELAS

Las 236 dovelas se prefabricaron en un parque en la misma obra. El sistema de prefabricación fue por dovelas conjugadas (Figura 7). Es decir, el molde no tiene cara dorsal y cada dovela se utiliza como molde de la cara dorsal de la siguiente. Así el hormigón de cada dovela endurece contra la dovela anterior y cuando estas se separan tienen

Las armaduras se prefabricaban en un área próxima a los moldes y se introducía en éstos completamente terminadas incluso con las vainas del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

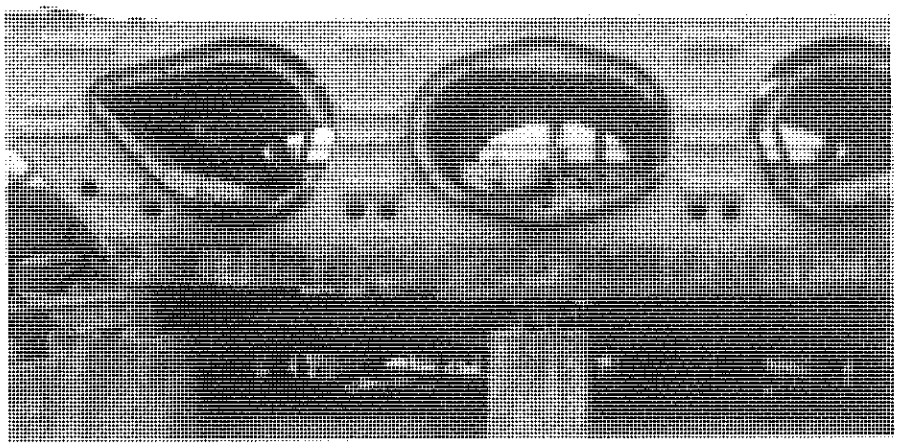


Figura 8. Aspecto de aligeramientos de la sección.

colocadas. Las formas redondeadas de los aligeramientos permitía al hormigón rellenar bajo los mismos por lo que las dovelas se hormigonaron de una sola vez. Así el rendimiento fue de una dovela por molde y día.

La sección de la dovela estaba muy aligerada debido a la forma de estos. Esto podía producir fisuración en las dovelas durante el acopio ya que se apoyaban en las almas extremas, produciendose flexiones en la tabla superior e inferior debido a la distorsión de la sección (Figura 8). Para evitarlo se colocó un refuerzo de armadura alrededor de los aligeramientos.

5. MONTAJE DE LAS DOVELAS

Las dovelas se montaron en obra vano a vano (de quinto a quinto de la luz) sobre una viga cimbra (Figuras 9 y 10). La cimbra se colgaba del extremo del tramo ya construido y se apoyaba sobre las dos pilas siguientes. Además la cimbra era automóvil para desplazarse de un tramo a otro.

Las dovelas se traían del parque en camiones que circulaban sobre los tramos del puente ya construidos. Al final de estos tramos había una grúa que cogía las dovelas del camión y, con un giro de 180 º las colocaba sobre la cimbra por medio de unos carritos que rodaban sobre el cordón superior de la misma. Un cabrestante eléctrico tiraba del carrito hasta su posición definitiva.

Una vez que todas las dovelas de un vano estaban sobre la cimbra, se colocaban unas calas entre el tramo ya terminado y la primera dovela sobre la cimbra. Estas calas eran perfiles metálicos cuya longitud se adaptaba a la necesaria en cada caso por medio de chapas en sus extremos. La primera dovela se orientaba con un programa de ordenador al que se le daban las coordenadas en las que había de quedar el tramo y los datos del parque de prefabricación que determinaban la forma del sólido fabricado. Para orientar la primera dovela se actuaba sobre las calas hasta que quedaba en la posición que daba el programa.

A continuación se introducía un 10% del pretensado. Para ello se tesaban solo algunos de los cables del tablero a un cierto porcentaje de su fuerza prevista. Esta fuerza del 10 % unía todas las dovelas con la suficiente presión para comprobar que la forma resultante para el tramo y su posición eran correctas.

Después se hormigonaba la dovela de cierre "in situ" y los morteros sobre los apoyos de neopreno. Cuando el hormigón tenía una resistencia de 150 Kg/cm^2 y el mortero una resistencia de 350 Kg/cm^2, se ponía en tensión el 90 % restante del pretensado.

Hay que señalar que no se utilizó resina epoxi en las juntas y que para garantizar la estanquidad de las vainas del pretensado frente a la inyección de lechada, se dispusieron dos barreras. Una primera consistió en disponer en todas las juntas anillos de neopreno alrededor de cada vaina. Esos anillos se alojaban en un rehundido dejado al efecto durante la fabricación y se pegaban con goma a la cara dorsal de cada dovela.. Una segunda que consistió en sellar con mortero epoxi todas las juntas en su perímetro exterior y también en el perímetro de todos los aligeramientos.

6. PILAS CON HORMIGON DE ALTAS PRESTACIONES

Las pilas del puente sobre el río Miño tienen sección circular de 1.2 m de diámetro y una altura de hasta de 12 m. La parte superior termina en forma de copa para dar apoyo a los dos neoprenos del tablero, y de esta forma tomar los esfuerzos torsores de éste. Bajo el capitel se encuentra un orificio por donde se introduce el perfil que sirve de apoyo a la jácena de soporte de la viga lanzadora de las dovelas. Este hueco se hormigona en segunda fase una vez terminado el lanzamiento de todo el tablero (Figura 11).

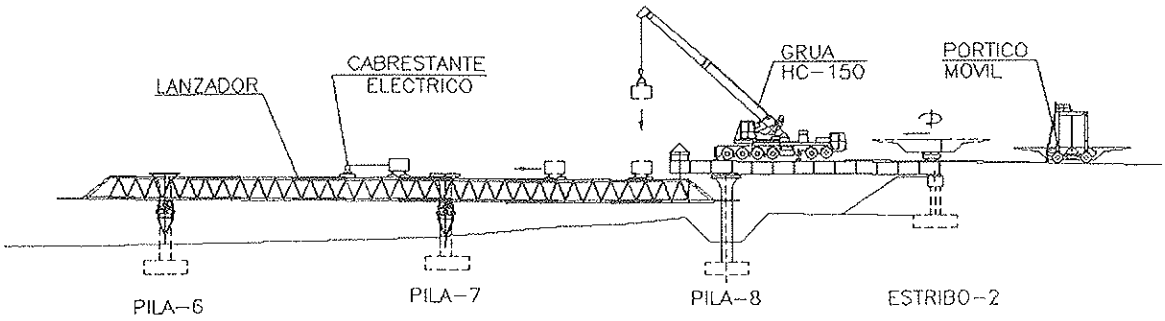


Figura 9. Esquema de montaje de las dovelas en el puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

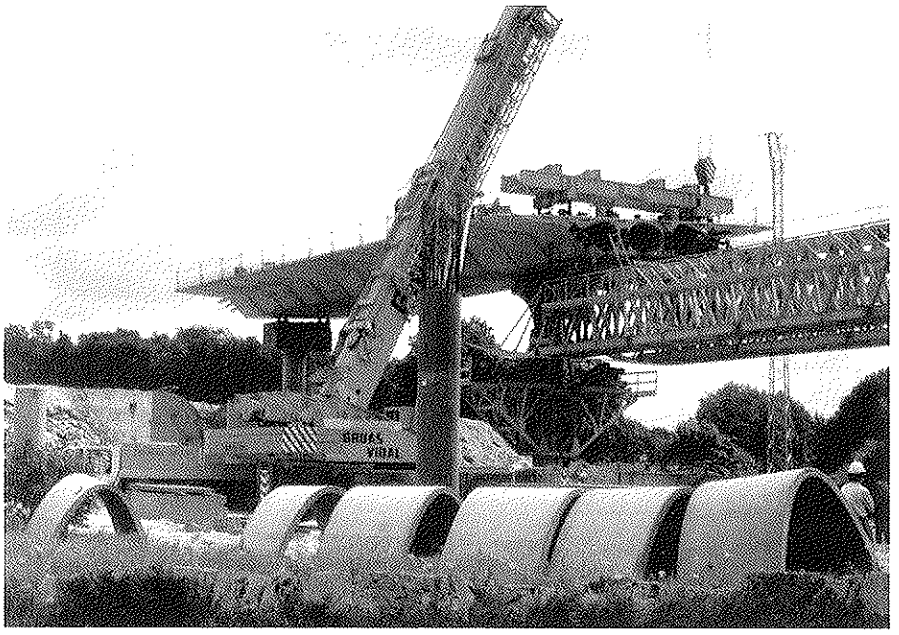


Figura 10. Montaje de las dovelas en el puente.

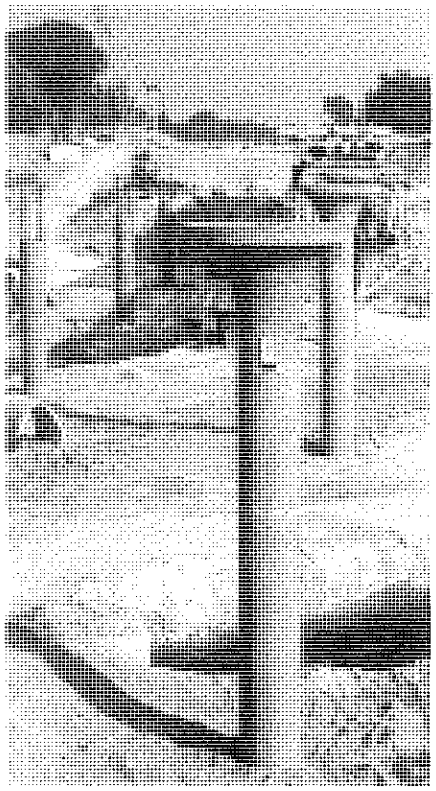


Figura 11. Detalle de pilas.

El hormigón empleado fue un H-650. La alternativa a la solución construida eran dos fustes circulares de 1.20 m. de diámetro con hormigón H-250. Un solo fuste suponía la ventaja de una cimentación más reducida (aspecto importante sobre todo en las zapatas más cercanas al río) y mayor rapidez respecto al plazo. El diámetro no podía variarse por razones de disponibilidad de encofrados.

6.1 Características del hormigón

Las características más importantes del H-650 empleado son las siguientes:

- Tamaño máximo de árido 15 mm.
- 450 kg de cemento I-55A por m³ de hormigón
- 25 kg. de humo de sílice en un m³ de hormigón (5.6 %)
- Arena 0-4, 850 kg/m³
- Árido 6-12, 880 kg/m³
- Agua 180 l/m³
- Superfluidificante 11,25 l/m³
- Relación agua/cemento 0.4
- Relación Agua/(cemento + humo de sílice) 0,39
- Los áridos tuvieron las siguientes características:
- La arena con desgaste de Los Ángeles inferior al 25% tiene un modulo de finura de 3.
- La gravilla de granulometría 6-12 es de machaqueo de granito. Tiene un peso específico de 2.62. La absorción es de 0,8%. El desgaste de los Ángeles es del 40 % el coeficiente de forma 0,21 y la resistencia a compresión simple de 1120 kg/cm²

Se empleó un cemento I-55 con las siguientes características:

- Tiempo de fraguado 170 min
- Final de fraguado 200 min
- Resistencias medias a cargas máximas unitarias:
  - 2 días 41.9 N/mm²
  - 28 días 66.3 N/mm²
- Se añadió superfluidificante de base naftaleno sulfonada.
- El humo de sílice fue de fabricación nacional. Suministrada en sacos con densidad 2,2 gr/cm³. La sílice reactiva era mayor del 87 %.

Como puede observarse la relación agua/cemento es relativamente alta esto era debido a la necesidad de un cono alto (20 cm en la puesta en obra) por razones de trabajabilidad, este aspecto era dificultado por el hecho de contar con una arena de machaqueo en vez de natural. La arena de machaqueo tiene más absorción y disminuye la trabajabilidad.

El fabricante del hormigón ofreció la posibilidad de fabricarlo sin la adicción de humo de sílice. Sin embargo se decidió añadirla ya que de esta manera se garantizaba con mayor fiabilidad el alcanzar la resistencia exigida. Las resistencias características fueron muy superiores a las exigidas:

Resistencia media	945 kg/cm²
Coeficiente de variación	6.5%
Resistencia característica	844 kg/cm²

Cabe señalar respecto a los ensayos de rotura de probetas que se pudo comprobar la gran influencia en los resultados que tenía el correcto refrentado de las caras.

6.2 Fabricación, transporte y puesta en obra

Los materiales se mezclaban en seco añadiendo posteriormente el agua y el superfluidificante.

Se añadía en planta el superfluidificante necesario para llegar a los 20 cm de cono. Sin embargo con los 20 a 30 min de transporte más el tiempo de hormigonado llegaba a ponerse en obra el hormigón con 90 minutos lo que en ocasiones suponía añadir a pie de obra hasta 4 litros más de superfluidificante por m3 de hormigón. Otra posibilidad hubiera sido añadir en planta el superfluidificante necesario para que hasta la

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 12. Detalle de ferralla en coronación.

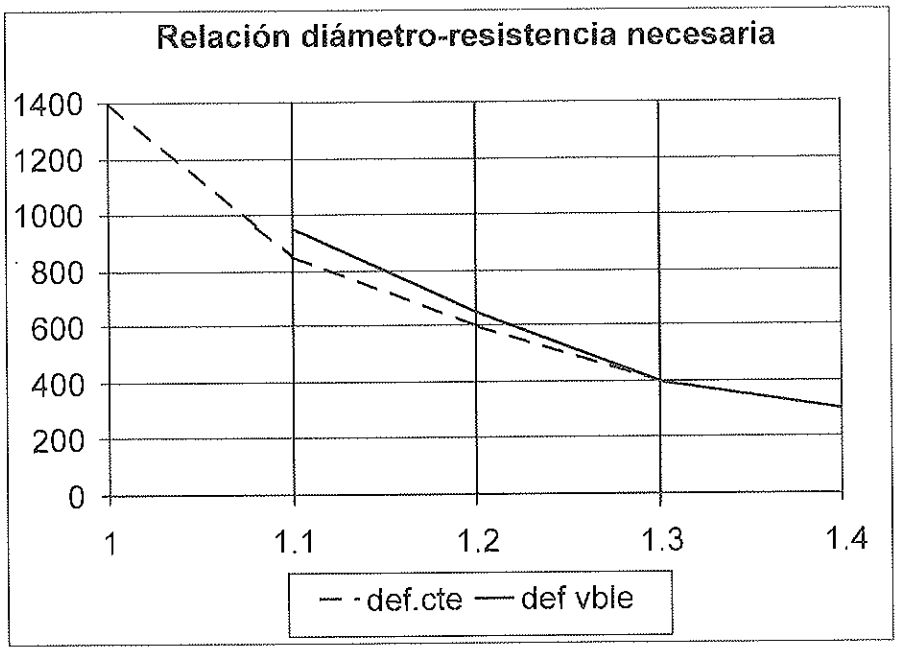


Figura 13. Relación diámetro-resistencia necesaria.
Abscisas: Diámetro del fuste (m).
Ordenadas: Resistencia del hormigón Kp/cm².

puesta en obra tuviese un cono mínimo de 4 o 5 (mínimo para mezclar en la cuba) y añadir a pie de obra la cantidad necesaria para conseguir el cono 20.

El cono y el tamaño máximo de árido estaban condicionados por la cantidad de ferralla y el orificio de la parte superior de la pila (Figura 12). Todo ello dificultaba el hormigonado lo cual supuso modificar algunos detalles de la ferralla para facilitar el vibrado. Durante la obra se pudo comprobar que la perdida de cono era muy rápida, produciéndose en algunas ocasiones durante el hormigonado, con las dificultades que ello suponía.

6.3 Aspectos económicos. Relación diámetro-resistencia

Con esta realización se ha podido comprobar que la disposición de un solo fuste en determinadas condiciones es mas económico que dos fustes aun cuando esto suponga el empleo de hormigones de altas resistencias. En esta obra el resto de viaductos eran de vigas artesas y tenían la misma luz y el mismo ancho. En estos casos se proyectaron con dos fustes del mismo diámetro que el del Miño pero con hormigones H-250, resultando estas pilas más caras que las del Miño, además de las ventajas respecto al plazo y las mejores condiciones estéticas.

Si se puede contar con hormigones con mayores prestaciones se pueden reducir los diámetros de los fustes. Se presenta entonces el problema de determinar el diámetro idóneo. En el caso de pasos superiores esto tiene singular importancia ya que sus pilas son los elementos estructurales mas cercanos al usuario de la autopista. El diámetro que desde un punto de vista estético mejor se ajusta al resto de la estructura dependerá sobre todo de su altura por encima de la rasante, y en menor medida de la luz del tablero, del ancho de este, y de su canto aparente. Todo ello puede llevar en algunos casos a dimensionar pilas muy solicitadas, que aconsejen el empleo de hormigones de altas resistencias. Sin embargo existen limitaciones a todo ello.

Para analizar la relación entre el diámetro y la resistencia característica, se ha estudiado la pila más solicitada de este puente, con diferentes diámetros (entre 1 m. y 1,4 m.), con una armadura de ϕ 32 a 12,5 que se considera la máxima razonable, y sometida a los esfuerzos de compresión y flexión de la pila original. Para simplicidad del ejemplo se han mantenido constantes las acciones, y los efectos de segundo orden se han tenido en cuenta de forma simplificada. En este sentido hay que decir que gran parte del momento proviene de la flexión transversal ya que el tablero tenía doble apoyo, por lo que varia poco con la rigidez de la pila. En la Figura 13 puede verse que la resistencia característica del hormigón crece de forma exponencial al disminuir el diámetro. En realidad ha resultado una ley en la que la resistencia característica es inversamente proporcional a la potencia cuarta del diámetro, como orden de magnitud. Este efecto se amplifica cuando se introduce la corrección de la deformación máxima para flexión en rotura del hormigón, según la norma EHE. En este caso con el fuste de 1 m. no se encuentra solución, quedando 1.1 m. como el diámetro mínimo que acepta estos esfuerzos con un hormigón de 950 kg/cm² de resistencia característica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Comportamiento mecánico del hormigón de recubrimiento frente a los productos de corrosión de las armaduras

Mechanical behavior of the cover concrete relationed to the formation of reinforcement corrosion products

Oswaldo Cascudo
Estudiante de doctorado, Universidad de San Pablo. Dpto. de Ingeniería de Construcción Civil.
Profesor de la Escuela de Ingeniería Civil. Universidad Federal de Goiás, Brasil

♦

Paulo Helene
Profesor titular, Universidad de San Pablo. Dpto. Ingeniería de Construcción Civil.
Brasil Ministerio de Fomento

RESUMEN

El presente estudio pretende dar una contribución en la mejor comprensión de los procesos mecánicos que motivan la fisuración y la finalización de la vida útil en piezas de hormigón armado, debido a la acción de los productos de corrosión de naturaleza expansiva (que provocan tensiones internas en el hormigón). Se realizaron variaciones de la microestructura del hormigón [relación agua/cemento (a/c) 0,4 y 0,7], del espesor del recubrimiento (0,5 cm y 2,5 cm) y de la concentración de cloruros incorporados a la mezcla (1% y 4% en masa de cemento de aditivo acelerador a base de $CaCl_2$); induciendo la corrosión por corriente impresa, mantenida constante en todas las situaciones de ensayo. Los resultados principales del estudio mostraron que los hormigones de menor espesor de recubrimiento, los de menor relación agua/cemento y/o aquellos con la menor concentración de cloruro incorporado, presentaron menores tiempos totales de ensayo (definido hasta la fisuración), en comparación con los demás hormigones. También se constató que los niveles de deformación necesarios para que aparezca la fisura en el hormigón fueron significativamente más altos para los hormigones con 1% de cloruros, así como para los de relación a/c = 0,7.

SUMMARY

This experimental work was carried out in order to reach a better understanding on the mechanical processes that lead to the cracking and to the end of the reinforced concrete structures service life, due to the harmful action of expansive corrosion products. In the experimental procedure it was established variations in the concrete internal structure (water/cement ratio = 0.4 and 0.7), in the concrete cover (0.5 and 2.5 cm) and in the chloride amount in concrete (1% and 4% of $CaCl_2$-base setting and hardening accelerator admixture by cement weight); with the corrosion having been induced by impressed current, kept constant to all the testing situations. The main results of the study have showed that concretes having the smallest cover, the lowest water/cement ratio and/or the lowest amount of chlorides, have presented the lower testing time (up to the cracking) in relation to the others concretes. The experimental work have also showed that strain levels needed to produce cracking in concrete were significantly higher to concretes with 1% of admixture incorporated as weil as to those of 0.7 water/cement ratio.

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de armaduras en el hormigón es un fenómeno patológico, que tiene como efectos principales el desgaste de las armaduras, la aparición de fisuras y el posterior desprendimiento del hormigón de recubrimiento, dada la acción de los productos de corrosión, de mayor volumen, que crean tensiones internas en el hormigón a medida que se van formando.

El comportamiento mecánico que establece el estado de fisuración del hormigón merece particular atención, una vez que ese estado determina el fin de la vida útil de servicio o utilización de estructuras de hormigón armado, cuando se alcanza el límite de utilización convencional. De esa forma es

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

posible que, después de despasivada la armadura, se alcance ese límite en un corto tiempo; no obstante, dependiendo de algunas variables (relación a/c, espesor de recubrimiento, tipo de producto de corrosión, etc.), ese período se puede extender considerablemente y ser determinante en la definición de la vida útil de servicio. Recordando siempre que la vida útil, de manera general, corresponde al tiempo en el cual la estructura es capaz de prestar las funciones para las cuales fue proyectada (ASTM E 632, 1991).

Así, dentro del contexto de la corrosión de armaduras, son relativamente pocos los trabajos encontrados en la literatura que tratan el estudio de los procesos mecánicos en el hormigón provocados por la acción expansiva de los productos de la corrosión. En este sentido pueden ser citados los artículos de Grimes, Hartt y Turner (1979); Okada, Kobayashi y Miyagawa (1988); Saeki et al. (1988); Al-Sulaimani et al. (1990) y Andrade, Alonso y Molina (1993). Especialmente en el trabajo desarrollado por Andrade, Alonso y Molina, que trata la fisuración del recubrimiento como una función de la corrosión de las armaduras, él cita que reducciones del diámetro de las armaduras de apenas 20 µm son suficientes para producir fisuración en el hormigón.

De acuerdo a las consideraciones anteriores, el presente trabajo tiene como objetivo estudiar el comportamiento mecánico en el tiempo del hormigón de recubrimiento cuando ocurren los procesos corrosivos en las armaduras, evaluando las deformaciones que surgen en esta región. Para esto se varió la microestructura del hormigón (relación a/c = 0,4 y 0,7), el espesor del recubrimiento (0,5 cm y 2,5 cm) y la concentración de cloruros incorporados al hormigón (1% y 4% en masa de cemento de aditivo acelerador a base de $CaCl_2$); siendo, la corrosión inducida por corriente impresa, mantenida constante para todas las situaciones.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

A continuación se describen los materiales y la metodología empleada en esta evaluación experimental.

2.1 Materiales

Para realizar el programa experimental fueron usados los siguientes materiales:

- Conglomerante hidráulico: cemento Portland compuesto con adición de 6 hasta 10% de "filler" calcáreo, de clase de resistencia 32 MPa (CP II F - 32); de acuerdo a la norma brasileña de especificación NBR 11578: "Cemento Portland Compuesto" (ABNT, 1991).
- Árido fino natural de río;
- Árido grueso artificial de cloritaxisto;
- Aditivo acelerador de fraguado y endurecimiento a base de $CaCl_2$;
- Acero CA 50 con diámetro nominal igual a 10 mm, barra corrugada - sigue las especificaciones de la norma brasileña NBR 7480: "Barras e hilos de acero destinados a armaduras para hormigón armado" (ABNT, 1996).

Los áridos usados (finos y gruesos) son provenientes de la región de la Hidroeléctrica de Corumbá, en el estado de Goiás, y están de acuerdo a la norma de especificación NBR 7211: "Árido para hormigón" (ABNT, 1986). Los resultados de caracterización básica aparecen en la Tabla 1.

2.2 Variables del estudio y preparación de las probetas

Para el presente estudio fueron consideradas las siguientes variables independientes:

- Relación a/c = 0,40 y 0,70;
- Espesor del recubrimiento de la armadura (r): r = 2,5 cm y 0,5 cm;
- Concentración del aditivo acelerador de fraguado y endurecimiento a base de cloruro de calcio incorporado al hormigón - expresado en tanto por ciento en masa del aditivo relativo a la masa del cemento = 1,0% y 4,0%.

Para realizar el experimento fueron moldeadas 24 probetas de hormigón de forma prismática, con dimensiones de 15 x 15 x 45 cm, armadas com barras de acero CA 50 de 10 mm de diámetro y 30 cm de largo, conforme aparece en la Figura 1. Fueron seleccionadas siempre 3 probetas para cada situación de ensayo.

Tabla 1. Caracterización básica de los áridos

CARACTERÍSTICAS	Árido Fino	Árido Grueso
Módulo de finura	2,17	6,23
Masa específica - (kg/dm³)	2,65	2,64
Masa unitaria - (kg/dm³)	1,47	1,46
Índice de forma	—	2,8
Material más fino que 75 µm (%)	0,76	—
Terrones de arcilla (%)	0,00	—
Impurezas orgánicas (ppm)	200	—
Entumecimiento (%)	41,5	—
Humedad crítica (%)	3,8	—

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

De las 24 probetas que fueron elaboradas, 12 usaron relación a/c = 0,7, para una dosificación en masa 1 : 2,96 : 3,54 y consumo de cemento de 277 kg/m³; y 12 fueron elaboradas con relación a/c = 0,40, para una dosificación en masa 1 : 1,30 : 2,70 y consumo de cemento de 439 kg/m³, con consistencia en el cono de Abrams de 40 ± 10 mm para los dos casos. La Tabla 2 presenta los resultados de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad de ambos hormigones.

Para la fabricación de las probetas, las barras fueron cortadas con 30 cm de largo y pulidas con un cepillo de acero, posteriormente se determinaron las masas y se cubrieron con una capa de cera de abeja en la región que quedaba fuera del hormigón, para evitar que esta región estuviera en contacto directo con el ambiente. La cera, debido a su fácil aplicación, cuando derrite, era aplicada con pincel.

Después de hormigonadas, las probetas eran cubiertas con un saco plástico durante las primeras 24 horas, a fin de evitar la pérdida de agua del amasado; luego se colocaban en cámara húmeda (23°C y 95% de humedad relativa) durante 28 días, cuando comenzaba el proceso de corrosión acelerada y las lecturas de las deformaciones, tal como se describe en la siguiente sección.

En la cara superior de las probetas, cuando se retiraban de la cámara húmeda, se confeccionaba un especie de piscina donde se colocaba la solución conductora para la impresión de la corriente y en el lado de menor recubrimiento a las barras se fijaban 2 extensómetros eléctricos ("strain gages").

2.3 Metodología del ensayo

Ya preparadas las probetas comenzaba el ensayo que consistía en acelerar el proceso de corrosión, con el auxilio de una fuente de corriente continua en conexión con la armadura y un medio acuoso con cloruro de sodio (NaCl) diluido a 4,5%. En este medio acuoso se colocaba una chapa metálica usada como contraelectrodo, a través de la cual se aplicaba la corriente (Figura 2). La solución de NaCl se depositaba en la piscina, con el objetivo de aumentar la conductividad del medio y hacer más efectivo el proceso de impresión de la corriente.

Este ensayo acelerado de inducción de la corrosión era realizado en un conjunto de 6 probetas a la vez, y la uniformidad del proceso se daba regulando las fuentes de corriente continua, controladas para dar una corriente fija al sistema; resultando una tasa media de corrosión "esperada" de aproximadamente 120 μA/cm² para cada probeta o barra ensayada.

Las deformaciones sufridas por el hormigón debidas a la formación de los productos de corrosión eran medidas a través de los extensómetros eléctricos, que estaban conectados a un equipo de lectura. Esas medidas eran realizadas a lo largo del tiempo hasta que las deformaciones en el hormigón eran tan grandes que dañaban los extensómetros y se interrumpían las lecturas.

Considerando un total de 3 probetas por situación y en cada una de ellas 2 extensómetros, eran registradas seis lecturas individuales por cada familia de hormigón ensayada. Los gráficos de deformación –tiempo que se presentan en la sección de Resultados y Discusión– son representaciones de valores medios de seis lecturas, excluyéndose valores espurios (mediante análisis de valores extremos a través de residuos normalizados).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados medios de deformación en el tiempo, para cada situación estudiada, aparecen representados en la Figu-

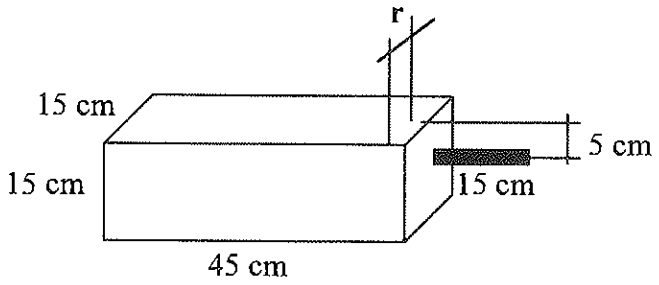


Figura 1. Probeta usada en el experimento.

Tabla 2. Valores de resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad del hormigón

Relación a/c	Concentración del aditivo a base de CaCl2 (%)	Resistencia a la compresión a los 28 días (MPa)	Módulo de elasticidad a la compresión secante a 0,4 f_c - Ec (MPa)
0,40	1,0	29,5	—
0,40	4,0	32,0	25.600
0,70	1,0	19,2	16.840
0,70	4,0	16,7	15.315

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

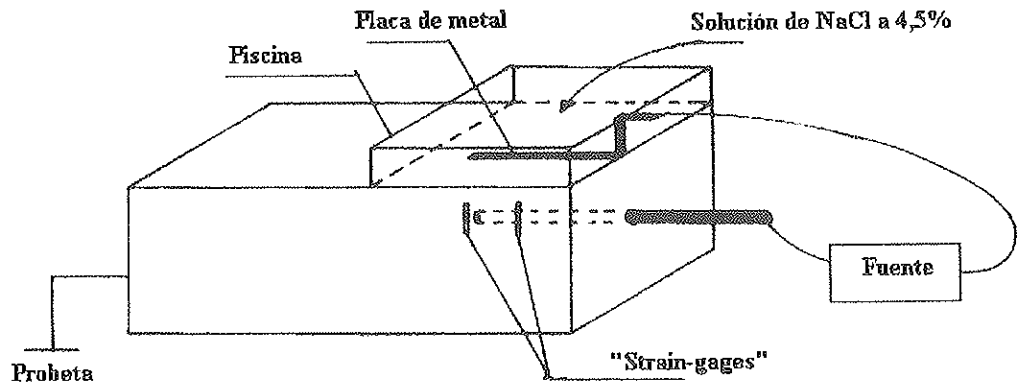


Figura 2. Representación gráfica del ensayo para acelerar el proceso corrosivo y de las lecturas de las deformaciones.

ras 3 y 4. Vale destacar que en esas figuras no aparecen los datos de las familias de relación a/c = 0,4 que tenían 1,0% de aditivo incorporado, ya que ofrecieron pocos valores en el corto período de tiempo que duró el ensayo; y no se colocaron para evitar la introducción de incertidumbres en la evaluación.

De las figuras en cuestión se puede observar que, para los hormigones con 1% de aditivo a base de cloruro de calcio incorporado, los tiempos totales de lectura de los extensómetros fueron prácticamente iguales para las probetas con recubrimiento de 0,5 cm que las de 2,5 cm. Estos tiempos totales de lecturas marcaban, en el final, la existencia de una fisura que culminaba con la rotura de los extensómetros y la consecuente interrupción de la lectura.

En los hormigones con 4% de aditivo tampoco se observa rotura del extensómetro diferenciada entre los recubrimientos. En este caso se tiene que las curvas evolucionan paralelas durante un tiempo y, después se separan, siendo que las probetas con recubrimiento de 0,5 cm pasaron a presentar valores de deformación levemente inferiores comparadas con las de recubrimiento de 2,5 cm.

Se esperaba que las probetas de recubrimiento de 0,5 cm presentasen, en general, la tendencia de interrupción de lectura en menor tiempo que el presentado por las probetas con recubrimiento de 2,5 cm, significando que las fisuras, en un recubrimiento menor, se propagarían y aflorarían con más rapidez en la superficie del hormigón. Este comportamiento se justifica imaginando que la aparición inicial de la fisura se da en el hormigón adyacente a la armadura y, a medida que se forman los productos de corrosión, esa fisura se propaga radialmente hasta llegar a la superficie del hormigón. En este sentido, cuanto mayor es el espesor del recubrimiento, mayor es el trecho de propagación de la fisura y, por tanto, mayor el tiempo para que se alcance un determinado estado de fisuración (para una misma velocidad de corrosión). Este comportamiento no se manifestó con nitidez en el presente estudio. Andrade et al. (1993), al ensayar probetas con 2 y 3 cm de recubrimiento, obtuvieron resultados similares, observando una influencia aparentemente nula del espesor de recubrimiento en el tiempo de aparición de la fisura. La explicación para esos resultados ciertamente está relacionada con la velocidad de propagación de las fisuras, cuyos valores son relativamente elevados frente a las velocidades de corrosión usa-

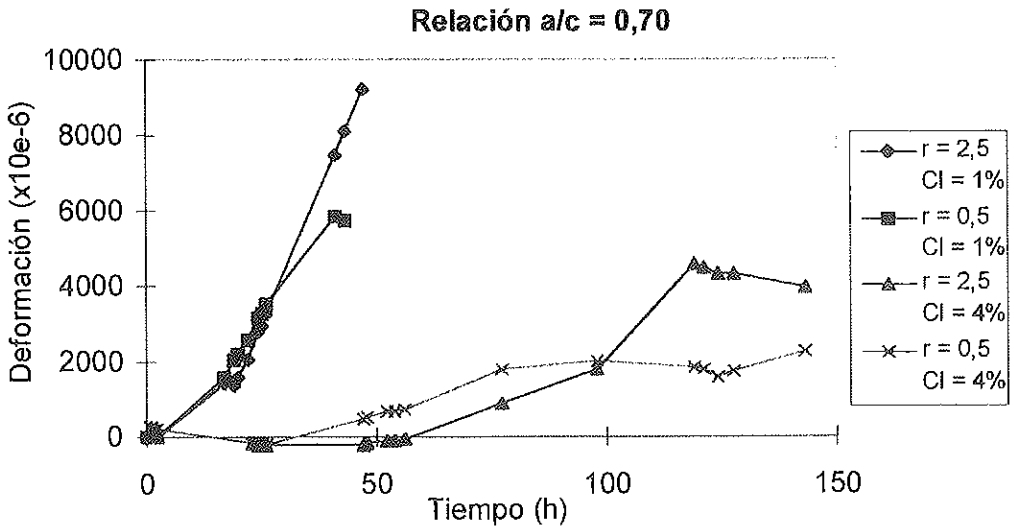


Figura 3. Evolución de las deformaciones en el tiempo para las familias de hormigones con relación a/c = 0,7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

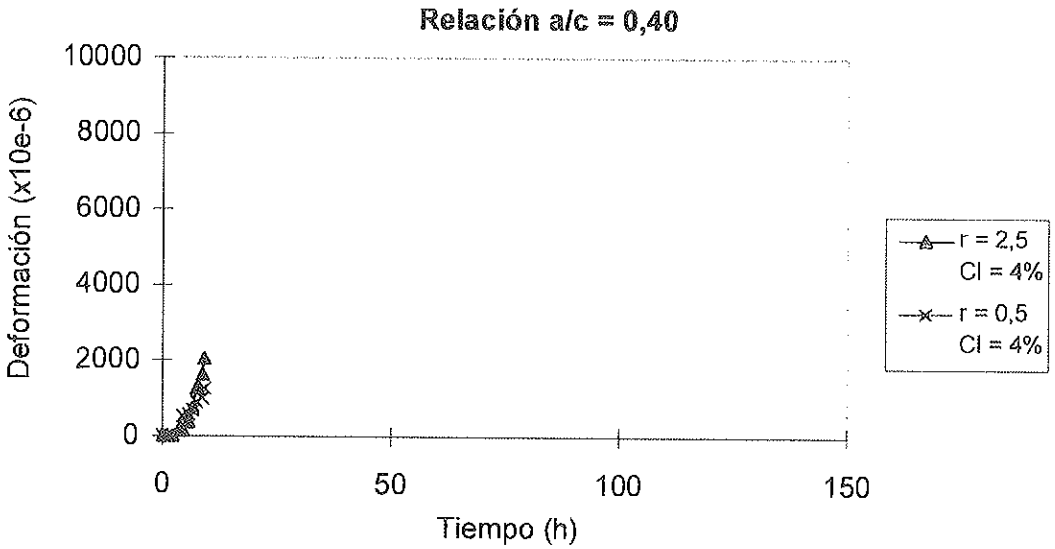


Figura 4. Evolución de las deformaciones en el tiempo para las familias de hormigones con relación a/c = 0,4.

das, anulando, de este modo, una eventual influencia del recubrimiento.

En relación a la variación dada por las concentraciones de cloruros incorporadas al hormigón, se puede observar, en la Figura 3, que fue marcada la diferencia en el comportamiento de la deformación en el tiempo para los hormigones con 1% y 4% de aditivo a base de cloruro de calcio. En tal Figura se observa la mayor deformación que tuvieron las probetas con 1%, en comparación con las que usaron 4%. También se puede notar que para 1% de aditivo las probetas llegaron más rápido a la rotura de los extensómetros (lo que significaba máxima deformación que podían leer).

De los resultados obtenidos se desprende que para la durabilidad y la vida útil del hormigón armado (asociadas a la formación de fisuras), no importa sólo la tasa de corrosión del fenómeno (mantenida constante en todas las situaciones de este experimento), o el espesor de recubrimiento (según se ha comentado anteriormente), sino también, y de forma muy significativa, importa la naturaleza química y mineralógica de los productos de la corrosión que se forman. Esta naturaleza, entre otros aspectos, define las características de expansibilidad y solubilidad de los productos y, por consecuencia, define también el comportamiento mecánico que tendrá el recubrimiento.

En el caso en cuestión, al incorporar en el hormigón 4% de aditivo a base de cloruro, se indujo la formación de productos de corrosión más solubles en agua, lo que explica las menores deformaciones encontradas. En relación a la naturaleza de los productos finales de corrosión, diversos factores pueden influenciar en su definición, tales como la temperatura y las concentraciones de cloruros presentes. En este sentido, con relación a la incidencia de los diversos tipos de productos de corrosión formados en el hormigón, Raharinaivo y Genin (1986) destacan especial importancia para la cantidad de cloruros presentes y ofrecen datos sobre el tipo de producto que aparece en función de la relación concentración de iones Cl^- y concentración de hidroxilos a la temperatura de 25°C, según la siguiente descripción:

- Para $[Cl^-]/[OH^-] < 1$, se forman sólo goetita (aFeOOH) y magnetita (Fe_3O_4);

- Para $[Cl^-]/[OH^-] > 1$, existen dos intervalos, cuando: $1 < [Cl^-]/[OH^-] \leq 2,5$ se forman lepidocrocita [g-(8FeOOH, FeOCl)], goetita (aFeOOH) y magnetita (Fe_3O_4), y para $[Cl^-]/[OH^-] > 4$ akaganeita (b-FeOOH).

Aunque en este trabajo no se presenta una caracterización química y mineralógica de los productos que se obtienen (está siendo realizada en la actualidad mediante análisis químico y difracción de rayos X), fue posible observar, visualmente, que en algunas probetas con 4% de aditivo acelerador incorporado había presencia de un producto de coloración verde típica de la lepidocrocita[1]. Este producto se mostró muy soluble en agua y como las probetas permanecían en un ambiente de elevada humedad, ya que siempre tenían una lámina de agua en la superficie superior (debido a la presencia de la solución de NaCl contenida en la piscina), es probable que los primeros productos de corrosión que se formaban se disolvieran en el agua y, solamente después de saturar la solución, se acumularían en el interior, provocando expansión y fisuración del hormigón. Mientras duraba la disolución y percolación de los productos por la red de poros del hormigón (provocando manchas), eran pequeñas las implicaciones en el proceso mecánico de fisuración del recubrimiento. Según los resultados que se obtuvieron, es posible que con 1% de aditivo incorporado, también se hayan creado productos igualmente expansivos, pero de menor capacidad de disolución en el agua, lo que implicaba una más rápida

[1] Se sabe que la lepidocrocita, así como la akaganeita y la goetita, son productos bastante expansivos (Cascudo, 1997), al contrario de la magnetita (Fe_3O_4), hematita (Fe_2O_3) y el hidróxido ferroso [$Fe(OH)_2$] (Wilkins y Sharp, 1990; Rosenberg et al., 1989).

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

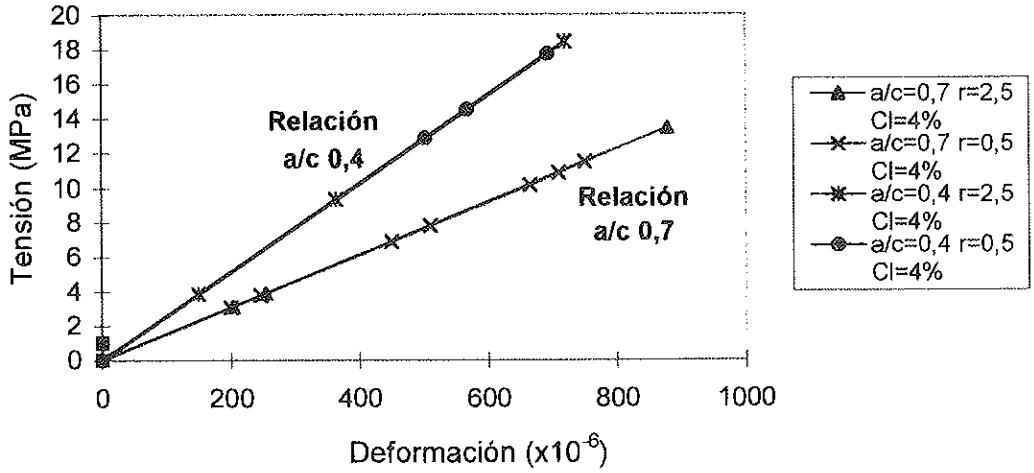


Figura 5. Comportamiento tensión-deformación del recubrimiento de hormigón, con la evolución de la corrosión de la armadura, para los hormigones con 4% de $CaCl_2$.

acumulación y solicitación del hormigón (se puede ver que con 1% de aditivo aparecen mayores valores de deformación en el hormigón que con 4%). Después de concluido el ensayo y rotas las probetas se confirmó esta idea, observando, visualmente, que los hormigones con 4% de aditivo presentaban mayor índice de manchas que los de 1%, lo que significa una mayor disolución de los productos formados. Este carácter de solubilidad diferenciada de los productos determina también un comportamiento mecánico y de fisuración diferenciado de las probetas, a pesar de estar siendo usadas velocidades de corrosión iguales.

Una última deducción de las Figuras 3 y 4, aparece en relación al comportamiento de la deformación en el tiempo cuando se varía la relación a/c. Se observa que los niveles de deformación para que se produzcan fisuras son casi 2 veces mayores para un hormigón de relación a/c = 0,7, cuando se compara con el de relación a/c = 0,4 (usando en ambos casos la misma cantidad de aditivo, 4%). Este resultado era previsible, teniendo en cuenta que la mayor porosidad del hormigón de relación a/c = 0,7 va a permitir mayor deformación, mientras que el hormigón de menor relación a/c va a tener una estructura más rígida. La Tabla 2 presenta los módulos de elasticidad de los hormigones y se puede confirmar lo antes planteado: la deformación del hormigón de relación a/c = 0,4 es inferior que la del hormigón de relación a/c = 0,7, hasta la rotura y surgimiento de la primera fisura.

Se nota también que los hormigones de estructura de pasta más compacta (relación a/c = 0,4) presentan un tiempo de ensayo, hasta la fisura, significativamente menor. Esto se debe a la menor cantidad de huecos para que se puedan acomodar productos de corrosión, y de esta forma, la solicitación del hormigón ocurre antes que en el caso en que los productos primeramente se disuelven rellenando cavidades porosas, y sólo después de llenas éstas, es cuando comienzan a tensionar el hormigón. Es cierto que el hormigón de relación a/c = 0,4 va a presentar mayor resistencia a la tracción que el de relación a/c = 0,7, no obstante las tensiones que surgen debidas a la corrosión son muy elevadas, y ante la baja resistencia a la tracción del hormigón, se presenta como poco relevante, en el contexto mecánico del proceso de fisuración, la mayor resistencia a la tracción del hormigón de relación a/c = 0,4. Al contrario, debido a su mayor rigidez, el hormigón más compacto tiende a producir fisuras más rápidamente y con niveles de deformación menores, comparado con el hormigón más poroso. Vale destacar no obstante que, en relación al desgaste de las barras, obviamente el hormigón de relación a/c = 0,4 resulta, al final del proceso, con armaduras más íntegras que aquel que usa relación a/c = 0,7, una vez que el período de tiempo hasta que se produzca un estado de fisuración inaceptable en el hormigón es, como fue comentado antes, mayor para el hormigón más poroso. Se obtiene, de este modo, una pérdida de masa y de sección mayor para los hormigones de relación a/c = 0,7, siendo el tiempo del proceso de corrosión significativamente mayor en éstos que el verificado en los hormigones de relación a/c = 0,4.

La Figura 5 ilustra el comportamiento tensión-deformación del recubrimiento de hormigón con la evolución de la corrosión. Para construir ese gráfico, los módulos de elasticidad usados para convertir deformación en tensión fueron los módulos a la compresión (Tabla 2), debido a la dificultad práctica en determinar el módulo a la tracción. Todavía, informaciones de Neville (1997) y Furnas (1997) resaltan que los valores de los módulos a la tracción y a la compresión son prácticamente los mismos.

Esta figura sintetiza mucho de aquello que ha sido discutido anteriormente, destacando, para un mismo nivel de tensión, el comportamiento más deformable del hormigón de relación agua/cemento 0,7.

De las consideraciones anteriores y a partir de una discusión presentada por Helene (1993), se pueden establecer aquí los conceptos de vida útil de proyecto y vida útil de servicio o de utilización, conforme la descripción que sigue:

- *Vida útil de proyecto* corresponde al tiempo que va desde el inicio de la construcción hasta la despasivación de las armaduras, dada en general por la llegada de cloruros o del frente de carbonatación a la armadura;

- *Vida útil de servicio* o de utilización corresponde al tiempo que va desde el inicio de la construcción hasta que se alcanza un determinado estado de fisuración del hormigón y/o aparezcan manchas en la superficie, o cuando

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ocurra el desprendimiento del hormigón de recubrimiento; y

- *Vida útil residual de servicio* o de *utilización* corresponde al período de tiempo entre la fecha de una cierta inspección realizada a cualquier edad y la fecha límite de vida útil preestablecida, donde esta última fecha representa el término de las condiciones de servicio (cuando el límite fuera de rotura y no de servicio, se tiene por definición la vida *vida útil residual total*, marcada por la pérdida significativa de la capacidad resistente del componente estructural).

La Figura 6 resume e ilustra gráficamente los conceptos antes descritos.

Por otro lado, se puede afirmar, como fue bien establecido por otros autores (Soretz, 1967; Tuutti, 1982; ACI-222, 1990; Suzuki et al., 1990; Almeida, 1992), que el hormigón de relación a/c = 0,4 va a presentar una vida útil de proyecto mayor. Esto se debe a que va a tener una estructura de la pasta de cemento más compacta y menos porosa, que dificulta la llegada de los agentes agresivos a la armadura, o sea, va a permitir menor difusividad iónica de gases y líquidos, menor absorción y permeabilidad a líquidos, etc. No obstante, de acuerdo a los resultados de este trabajo, la vida útil residual de servicio del hormigón de relación a/c = 0,4 probablemente será menor que la del hormigón de relación a/c = 0,7, considerando los conceptos de rigidez discutidos antes. La vida útil de servicio de ese hormigón más compacto y su vida útil total (hasta el colapso parcial o total de la estructura) deberá ser superior que la vida útil de servicio y vida útil total del hormigón más poroso, básicamente, por la contribución de la vida útil de proyecto.

Para el hormigón de relación a/c = 0,7, se tiene una pequeña vida útil de proyecto y una vida útil residual de servicio probablemente superior a la del hormigón de relación a/c = 0,4, debido a motivos contrarios a los expresados en el párrafo anterior. La vida útil de servicio y la total ciertamente serán menores para ese hormigón más poroso.

La Figura 7 presenta un modelo cualitativo para representar la vida útil de hormigones de alta y baja porosidad, de acuerdo a los resultados obtenidos en este estudio experimental y los conceptos de las revisiones bibliográficas. En este modelo el parámetro para evaluar la vida útil es la fisuración del hormigón.

Vale destacar que la presente evaluación experimental estableció velocidades de corrosión constantes para todas las situaciones (dado que se trató de observar sólo el comportamiento mecánico del recubrimiento). Así la evidencia que marca el peor comportamiento, referido a la vida útil residual de servicio, para los hormigones de relación a/c = 0,4, ciertamente sería minimizada tratándose de un proceso espontáneo, donde las velocidades de corrosión que se producen en este caso serían menores que las que se producirían en hormigones de relación a/c = 0,7. Así los productos de corrosión se darían en menor cantidad, produciendo menores tensiones internas en el hormigón; llegando a tener los hormigones valores similares de vida útil residual de servicio. Falta por tanto la cons-

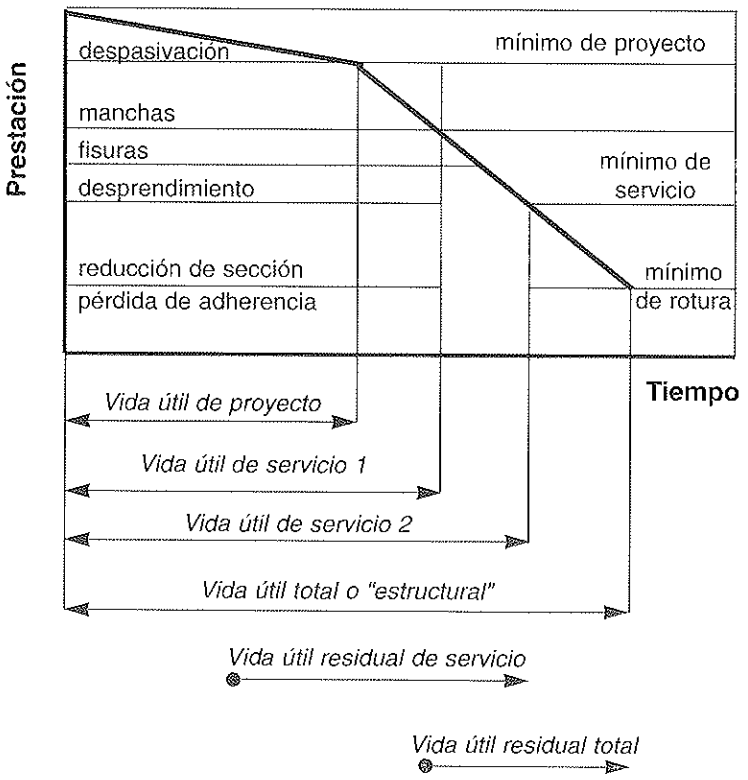


Figura 6. Conceptos de vida útil de las estructuras de hormigón tomando como referencia el fenómenode corrosión de las armaduras (Helene, 1992).

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

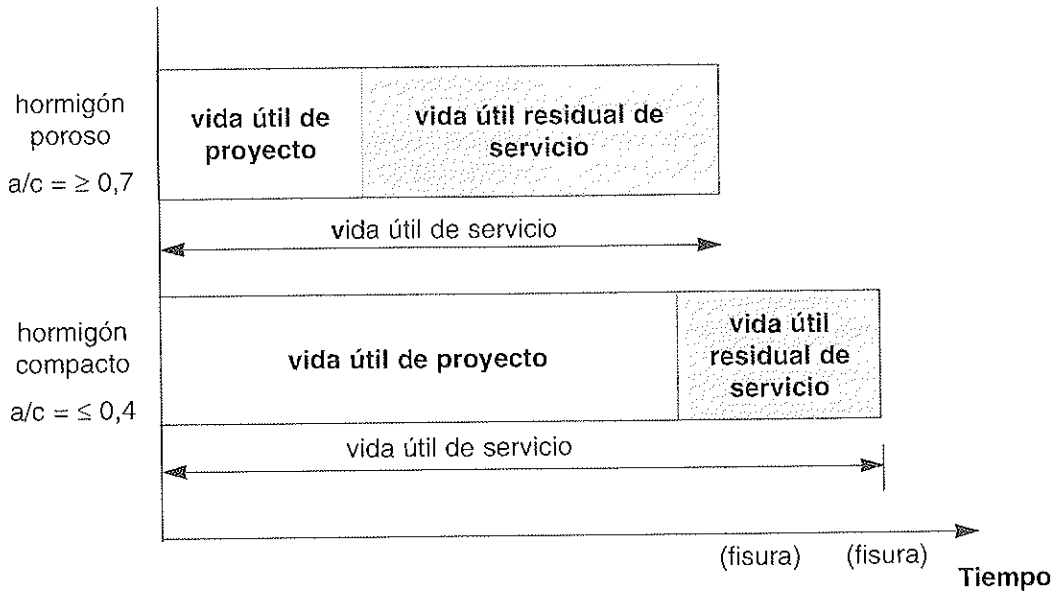


Figura 7. Modelo cualitativo de vida útil para hormigones de alta y baja porosidad, considerando la misma tasa de corrosión para ambos casos.

tatación de que, para una misma velocidad de corrosión, el rendimiento mecánico frente a la fisuración del hormigón de relación a/c = 0,4 es peor que el que se observa en el hormigón de relación a/c = 0,7.

También vale el comentario de que el modelo presentado en la Figura 7 es sólo para la vida útil basado apenas en la fisuración del hormigón. Otros aspectos como pérdida de adherencia acero/hormigón o pérdida de sección de las armaduras no son considerados en el referido modelo y no eran objetivos de este trabajo, pero son de gran importancia para el concepto de vida útil. Esto quiere decir que, en una situación hipotética, considerando el hormigón poroso de la Figura 7, en realidad este hormigón pudiera presentar menor vida útil de servicio residual de la propuesta en el modelo; esto es, el tiempo de corrosión hasta la fisuración es mucho mayor del que tienen los hormigones compactos, pudiendo llegar al límite de vida útil para la pérdida de la sección de las barras, antes de que ocurran estados relevantes de fisuración del hormigón. La pérdida de sección en esta situación sería entonces determinante. En general, 15% de pérdida de sección de las armaduras es considerado el límite máximo aceptado del punto de vista de la durabilidad, por encima del cual intervenciones para completar la sección o sustitución de barras son necesarias en trabajos de recuperación estructural.

4. CONCLUSIONES

De este trabajo experimental se pueden extraer las siguientes conclusiones:

– No se observó una tendencia definida de los tiempos totales de lectura de los extensómetros para las probetas de recubrimiento 0,5 cm en comparación con los de recubrimiento de 2,5 cm; se notó, no obstante, que las deformaciones requeridas hasta la fisuración son más elevadas para los casos de recubrimiento de 2,5 cm.

– Es marcada la diferencia de comportamiento de la deformación en el tiempo para los hormigones con 1% y 4% de aditivo a base de cloruro de calcio incorporado; en el caso de 1% es evidente que existe mayor deformación cuando se compara con 4%, de donde se desprende que probablemente con una mayor concentración de cloruros, se va a tener la aparición de productos de corrosión más solubles en agua, que pueden percolar a través de la red de poros del hormigón (que fue mantenido con humedad elevada durante el ensayo) y alivian las tensiones internas del hormigón, generando menores deformaciones resultantes.

– Los niveles de deformación para que se produzcan fisuras en el hormigón de relación a/c = 0,7 son alrededor de 2 veces mayores a los encontrados en el hormigón de relación a/c = 0,4 (para la misma concentración de aditivo incorporado, 4%); esta característica se debe a la mayor deformación que presenta la estructura de la pasta más porosa (relación a/c = 0,7).

Los hormigones de estructura de pasta más compacta (relación a/c = 0,4) presentaron de forma significativa un menor tiempo de ensayo hasta la fisuración, o sea, una menor vida útil residual de servicio en comparación con el hormigón más poroso (relación a/c = 0,7), para una misma velocidad de corrosión en ambos casos; esto probablemente ocurre porque en el hormigón más compacto hay una menor cantidad de vacíos para la acomodación y percolación de los productos de la corrosión, lo que proporciona niveles más elevados de tensión interna en el hormigón.

5. BIBLIOGRAFÍA

ACI COMMITTEE 222. Corrosion of metals in concrete. ACI 222R-89. Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Detroit, USA. Vol. 1 (1990).

ALMEIDA, I.R., Carbonation of high strenght concrete with chemical and mineral admixtures. 4ª International Con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ference of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Istanbul (1992). Supplemantary Papers, CANMET/ACI, Ottawa, Canada (1992), 735-748.

AL-SULAIMANI, G.J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL, I.A. and RASHEEDUZZAFAR. Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. ACI Structural Journal. March - April (1990), 220-231.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard practice for developing accelerated tests to aid prediction of the service life of building components and materials; E 632. Annual Book of ASTM Standards. Vol. 04.07, sec. 4 (1991).

ANDRADE, C.; ALONSO, C.; MOLINA, F.J. Cover cracking as a function of bar corrosion: Part 1 - Experimental test. Materials and Structures. Vol. 26 (1993), 453464.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado; especificação; NBR 7480. Rio de Janeiro (1996).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland composto; especificação; NBR 11578. Rio de Janeiro (1991).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado para concreto; especificação; N BR-7211. Rio de Janeiro (1986).

CASCUDO, O. O Controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo, Brasil, Ed. Pini; Goiânia, Brasil, Ed UFG (1997).

FURNAS: Laboratório de Concreto. Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades. Ed.: Walton Pacelli de Andrade. São Paulo, Brasil, Ed. Pini (1997).

GRIMES, W.D.; HARTT, W.H. and TURNER, D.H. Cracking of concrete in sea water due to embedded metal corrosion. NACE - Corrosion. Vol. 35, n.º 7 (1979), 309.

HELENE, P.R.L. Diagnóstico da corrosão de armaduras e vida útil residual de estruturas de concreto. Seminário Fosroc/Rena sobre Patologia das Estruturas de Concreto: Uma Visão Moderna. Salvador, Brasil, dez. (1992).

HELENE, P.R.L. Contribuiçao ao estudo da corrosao em armaduras de concreto armado. Tese de Livre Docência, Escola Politécnica da USP, Departamento de Construçao Civil. Sao Paulo (1993), 231 p.

NEVILLE, A.M. Propriedades do concreto. Trad.: Giammusso, S.E. São Paulo, Brasil, Ed. Pini (1997), 2.ª ed.

OKADA, K.; KOBAYASHI, K. and MIYAGAWA, T. Influence of longitudinal cracking due to reinforcement corrosion on characteristics of reinforced concrete members. ACI Structural Journal. March - April (1988), 1134.

RAHARINAIVO, A.; GENIN, J.M. Sur la corrosion des armatures du béton em présence de chlorures. Bulletin de Liaison des Laboratories des Ponts et Chaussées. Vol. 144 (1986), 59-64.

ROSENBER,G.A.; GRACE and CO, W. R.; HANSSON, C.M.; ANDRADE, C. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. Ed.: Skalny, J.P. Materials Science of Concrete I. The American Ceramic Society Inc. Westerville, OH-EUA (1989), 285-313.

SAEKI, N.; FUJITA, Y.; TAKADA, N. and OHTA, T. Control of rust damage of reinforced concrete in corrosive environment. ACI SP - 109, 2rd International Conference on Concrete in Marine Environment. St. Andrews-by-the-Sea, Canada (1988), 163-178.

SORETZ, S. La protección contra la corrosión en los hormigones armados y pretensados. IETcc, Materiales de Construcción. N.º 126 (1967), 30-54.

SUSUKI, K. et al. Mechanism of steel corrosion in cracked concrete. Corrosion of Reinforcement in Concrete. Eds: Page, C.L.; Treadaway, K.W.J. and Bamforth, P.B. Society of Chemical Industry: Elsevier Applied Science, London, U. K. (1990), 19-28.

TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockolm (1982), 54 p.

WILKINS, N.J. M.; SHARP, J.V. Localized corrosion of reinforcement in marine concrete. Eds.: Page, C. L.; Treadaway, K. W. J.; Bamforth, P. B. Corrosion of reinforcement in concrete. Society of Chemical Industry / Elsevier Applied Science. London (1990), 3-18.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a las instituciones brasileñas que dieron el soporte financiero para la realización de esta investigación: Furnas Centrais Elétricas y el Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq. Especial agradecimiento al estudiante de iniciación científica Paulo Francinete Silva Jr. y al Ing. Eduardo Gambale, por su alta dedicación a la ejecución de los experimentos. También agradecen al Ing. Nelson Díaz por su laborioso trabajo de traducción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Modelos de comportamiento diferido del hormigón: fluencia y relajación. Estudio comparativo

Long term behaviour models for concrete: comparative analysis

Antonio José Madrid Ramos

♦

José María Arrieta Torrealba

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX
Ministerio de Fomento

RESUMEN

En el presente artículo se expone un estudio comparativo realizado sobre una serie de formulaciones de fluencia, utilizadas por distintos países o propuestas por determinadas entidades o autores, que forma parte de un trabajo de investigación más amplio acerca de los métodos de cálculo de estructuras constituidas por materiales con reología diferida. Se analizan también la formulaciones de relajación asociadas a las mismas y los métodos para obtenerlas. Por último, se presenta un nuevo método aproximado para la obtención de la función de relajación a partir de la de fluencia, de sencilla aplicación, que proporciona un nivel de ajuste superior al de los métodos existentes en la bibliografía.

SUMMARY

This article presents a comparative research based on several creep models, used in different countries or proposed by certain institutions or authors, as a part of a more extensive investment work about analysis methods for structures composed by rheological materials. Associated relaxation functions and methods to obtain them are also analysed. Finally, a new and easy to use approximated method to get relaxation function from creep function is proposed, which fits better than other methods found in references.

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la técnica del hormigón durante estos últimos años ha dado lugar a la aparición, en los distintos países del mundo, de una gran variedad de modelos constitutivos para caracterizar el comportamiento reológico del hormigón sometido a tensiones.

En la evolución en los tipos de modelos empleados, se pasó de los modelos analíticos simples basados en analogías mecánicas (por ej. Dischinger) a modelos que descomponían la deformación del hormigón en una serie de términos dependiendo de su reversibilidad e instante de aparición (por ej. CEB 78). Posteriormente, han aparecido formulaciones en las que ha sido prioritaria la búsqueda de un buen ajuste global respecto a grandes bases de datos que contienen resultados experimentales (por ej. CEB 90); así se ha llegado a las tendencias más recientes, con modelos basados en las teorías de la difusión y la solidificación, cuyos parámetros se ajustan estadísticamente con mediciones experimentales (por ej. Recomendaciones de la RILEM y Modelo B3 de Bažant).

La caracterización del comportamiento reológico del hormigón cuando se encuentra sometido a tensiones se realiza habitualmente a partir de datos medidos en estados de fluencia pura, dado que los ensayos reológicos más comunes consisten en la aplicación de una tensión constante a las muestras y en la medición de sus deformaciones. Esta caracterización suele realizarse a través de la deformabilidad, es decir, mediante un coeficiente de fluencia, que en este caso es lo que resulta más sencillo.

No obstante, cuando para la realización de análisis estructurales resulta más conveniente una caracterización en rigideces, mediante un coeficiente de relajación, es necesario obte-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ner dicho coeficiente a partir del de fluencia, bien resolviendo la ecuación integral que los relaciona (ecuación de Volterra) o utilizando algún tipo de expresión simplificada.

En el presente artículo se expone un estudio comparativo realizado sobre una serie de formulaciones de fluencia, utilizadas por distintos países o propuestas por determinadas entidades o autores, que forma parte de un trabajo de investigación más amplio acerca de los métodos de cálculo de estructuras constituidas por materiales con reología diferida. Se analizan también las formulaciones de relajación asociadas a las mismas y los métodos para obtenerlas. Por último, se presenta un nuevo método aproximado para la obtención de la función de relajación, de sencilla aplicación, que proporciona un nivel de ajuste superior al de los métodos existentes en la bibliografía.

2. MODELOS DE FLUENCIA

El estudio comparativo que se expone a continuación se ha realizado sobre las siguientes formulaciones de fluencia:

- Formulación española EH-91 y EP-93 (10) y (11).
- Formulación del CEB, Código Modelo del 90 (12).
- Formulación del Eurocódigo 2 (18).
- Formulación estadounidense ACI 209 (1).
- Modelo de predicción B3 de Bažant y Baweja (3) a (6).
- Formulación británica BS 8110 (9).
- Formulación francesa BAEL 91 y BPEL 91 (2) y (8).
- Formulación alemana DIN 4227 (14).
- Formulación noruega NS 3473 E (15).
- Formulación suiza SIA 162 (17).
- Formulación portuguesa (16).

En primer lugar se han analizado los factores considerados por cada formulación en la evaluación de la fluencia. En la Tabla 1 se recoge el resultado de este análisis.

Puede apreciarse que la humedad, el espesor, el instante de carga y la duración de la misma son factores que todas las formulaciones tienen en cuenta. Tras ellos, los factores que aparecen con mayor frecuencia son la temperatura de curado, la resistencia del hormigón, su consistencia y el tipo de cemento empleado. La formulación que incluye mayor número de variables es la del modelo B3 de Bažant, seguida por las de ACI y CEB.

Para comparar estas formulaciones, se ha elaborado para cada una de ellas una base de datos con más de 50.000 valores de la función de fluencia adimensional $J(t_0,t) \cdot E_{c,28}$, siendo $E_{c,28}$ el módulo de deformación del hormigón a 28 días y $J(t_0,t)$ la función de fluencia, que se define como la deformación del hormigón en el instante t cuando se aplica una tensión unitaria constante en el instante t_0. Los valores de la base de datos se han obtenido para el rango de variación de los factores comunes a todas ellas (humedad, espesor, instante de carga y duración de la misma) indicado en la Tabla 2.

Para el resto de los factores que intervienen en los distintos modelos de fluencia se han considerado los siguientes valores:

- Características del hormigón:
  - f_{ck} = 30 MPa de resistencia característica en probeta cilíndrica.
  - Consistencia plástica.
- Dosificación:
  - Cemento tipo Portland de endurecimiento normal.
  - Contenido de cemento de 300 kg/cm³

Tabla 1. Factores que intervienen en $J(t_0, t) \cdot E_{c,28}$

	Humed. Relativa	Espesor	Edad de carga	Edad de evaluac.	Temp.	Resist. Hormigón	Consist.	Tipo de Cemento	Tipo de Curado	Cuantía Armadu.	Fluencia no lineal	Edad in. secado	Cont. Cemento	Cont. Agua	Cont. Áridos	% Árido fino	% Aire	Forma Sección
EH-EP	✓	✓	✓	✓	✓		✓											
CEB	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓			✓							
ACI	✓	✓	✓	✓			✓	✓	✓							✓	✓	
B3	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓			✓	✓	✓	✓			✓
BS	✓	✓	✓	✓		✓												
BPEL	✓	✓	✓	✓	✓					✓								
DIN	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓										
NS	✓	✓	✓	✓		✓												
SIA	✓	✓	✓	✓		✓	✓											
P	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓										

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 2. Estructura de la base de datos

VARIABLE	RANGO
Humedad relativa (%)	40-100
Espesor (cm)	5-160
Edad de carga (días)	3-1000
Duración de la carga (días)	0-100000

- Contenido de agua de 165 kg/m³
- Contenido de áridos de 1.800 kg/m³
- Porcentaje de árido fino entre el 40% y el 60%
- Porcentaje de aire ocluido inferior al 8%

• Condiciones ambientales:
- Temperatura media 20°C
- Curado húmedo
- Comienzo de secado a los siete días o a la edad de puesta en carga, la menor de las dos.

• Otros aspectos:
- Ausencia de armaduras
- Sección transversal con forma de losa infinita.

Para comparar los valores proporcionados por las diferentes formulaciones de fluencia se ha realizado un análisis estadístico sobre los valores de estas bases de datos. El estudio se basa en la comparación de formulaciones por parejas. Para cada una de ellas se determina la media, la desviación típica y los valores extremos, tanto de las diferencias absolutas como de las relativas existentes entre los valores de cada pareja de formulaciones. También se calcula la recta de regresión y el correspondiente coeficiente de correlación.

En este estudio se han establecido dos niveles de comparación. Por una parte, se han obtenido las magnitudes estadísticas globales, correspondientes a la totalidad de los valores de la base de datos, con las que se pueden extraer una serie de conclusiones generales a partir de la comparación de formulaciones. Por otra parte, se han determinado también estas magnitudes para cada uno de los valores de las cuatro variables básicas consideradas en la base de datos, lo que permite analizar la mayor o menor similitud de las formulaciones a lo largo de los rangos de variación considerados para la humedad, espesor, instante de carga y duración.

Como muestra de los resultados obtenidos con este análisis, en la Tabla 3 figuran los valores del coeficiente de correlación r, la pendiente a y la ordenada en el origen b de la recta de regresión correspondiente a las comparaciones globales de las cuatro formulaciones que en el sucesivo se denominarán formulaciones de referencia (EH-EP, CEB, ACI y Bažant).

En la Figura 1 se representan las rectas de regresión de las formulaciones de Bazant, CEB y ACI respecto a la formulación EH-EP. Las rectas representadas en este ejemplo ponen de manifiesto que las tres formulaciones consideradas proporcionan valores finales de la función de fluencia adimensional inferiores a los de la normativa española. Se aprecia que la formulación que proporciona resultados más similares a la española es la de Bažant, mientras que la de ACI es la que conduce a mayores diferencias.

Tabla 3. Comparación entre las formulaciones de fluencia

	EH-EP	CEB	ACI	B3
EH-EP	r	0,951	0,918	0,953
	a	0,794	0,579	0,973
	b	0,260	0,460	- 0,120
CEB		r	0,966	0,939
		a	0,729	1,148
		b	0,270	- 0,300
ACI			r	0,913
			a	1,479
			b	-0,560

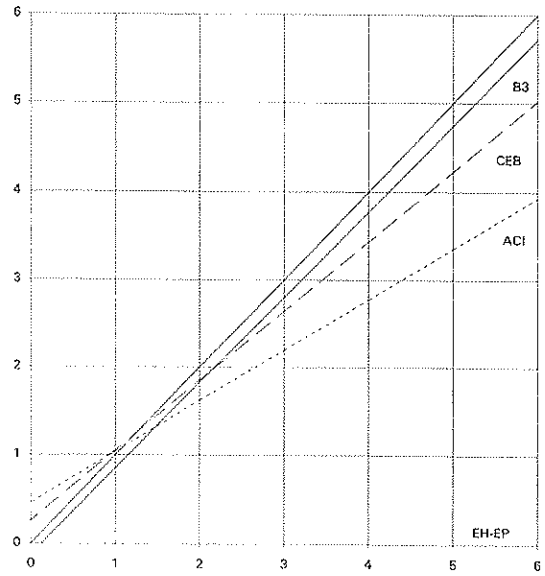


Figura 1

La exposición de todos los valores y conclusiones que se han podido extraer con este estudio excede el alcance del presente artículo. No obstante, a continuación se recogen las conclusiones más generales obtenidas del mismo:

- Se ha puesto de manifiesto que la formulación española de EH-EP proporciona valores en general superiores a los del resto de las formulaciones.
- Las formulaciones que conducen a resultados más parecidos entre sí son la española, la portuguesa y la de Bazant.
- La formulación de ACI proporciona valores en general inferiores a los del resto de las formulaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

– Esta última formulación se muestra, además, como la más diferente en resultados a todas las restantes.

3. MODELOS DE RELAJACIÓN ASOCIADOS

La obtención de la función de relajación asociada a función de fluencia implica la resolución de la ecuación integral de Volterra. Para este caso se ha empleado la siguiente expresión de la misma:

$$1 = R\left(t_0,t\right) \cdot J\left(t,t\right) + \int_{t_0}^{t} R\left(t_0,\tau\right) \cdot \frac{\partial J\left(\tau,t\right)}{\partial \tau} \cdot d\tau$$

donde $R(t_0,t)$ es la función de relajación, que se define como la tensión en el instante t originada por una deformación unitaria constante aplicada en el instante t_0, y $J(t_0,t)$ la función de fluencia anteriormente expuesta.

Para la resolución numérica de dicha ecuación integral se ha empleado la siguiente expresión:

$$1 = R\left(t_0, t_n\right) \cdot J\left(t_n,t_n\right) + \sum_{i=0}^{i=n-1} \frac{R\left(t_0, t_i\right) + R\left(t_0, t_{i+1}\right)}{2} \cdot$$

$$\cdot \left[J\left(t_i, t_n\right) - J\left(t_{i+1}, t_n\right)\right]$$

La resolución de esta ecuación para cada uno de los modelos de fluencia considerados ha permitido definir unas bases de datos de la función de relajación adimensional $R(t_0,t)/E_{c,28}$, análogas a las descritas en el caso de fluencia.

Sobre esas bases de datos de relajación se ha realizado un estudio estadístico comparativo similar al realizado con las de fluencia. Como síntesis del mismo, en la Tabla 4 figuran los valores del coeficiente de correlación r, la pendiente a y la ordenada en el origen b de la recta de regresión correspondiente a las comparaciones globales entre las formulaciones de referencia.

En la Figura 2 se representan las rectas de regresión de los modelos de Bazant, CEB y ACI con relación a la normativa española. Se aprecia que para los valores de la función de relajación más pequeños, correspondientes a estimaciones a largo plazo, estas tres formulaciones proporcionan, en general, valores superiores a los de la normativa española, invirtiéndose la tendencia mostrada por las funciones de fluencia correspondientes.

La comparación general realizada con las funciones de relajación pone de manifiesto los siguientes aspectos:

– Las tendencias manifestadas por las funciones de fluencia se invierten y atenúan con las funciones de relajación asociadas.

– La formulación de Bazant es, en este caso, la que se muestra más diferente a las restantes.

La revisión conjunta de los resultados procedentes de ambas comparaciones permite extraer dos importantes conclusiones:

– Los coeficientes de correlación entre las funciones de fluencia son bastante similares a los obtenidos con las funciones de relajación asociadas.

– Las diferencias entre los valores de relajación de las distintas formulaciones son, en general, inferiores a las diferencias entre las formulaciones de fluencia.

4. MÉTODOS APROXIMADOS PARA LA OBTENCIÓN DE LA FUNCIÓN DE RELAJACIÓN

Como se comentó anteriormente, puede haber casos en los que resulte más conveniente emplear una caracterización del comportamiento reológico del hormigón a través de la función de relajación. Dado que la forma habitual de modelizar

Tabla 4. Comparación entre las formulaciones de relajación

	EH-EP	CEB	ACI	B3
EH-EP	r	0,929	0,914	0,970
	a	0,882	0,829	1,290
	b	0,110	0,200	- 0,070
CEB		r	0,976	0,936
		a	0,933	1,312
		b	0,110	- 0,130
ACI			r	0,916
			a	1,345
			b	-0,240

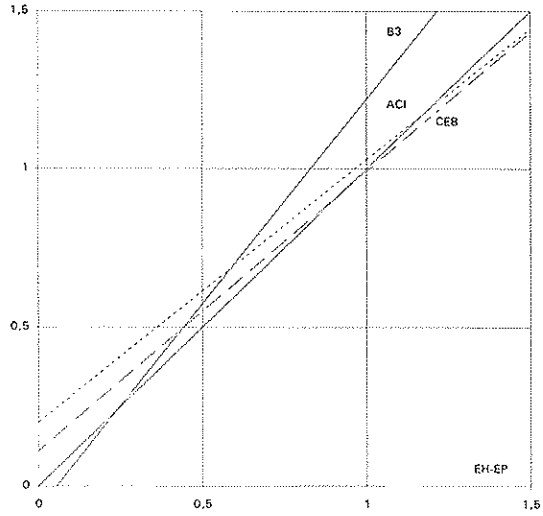


Figura 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

dicho comportamiento es a través de la función de fluencia, se hace necesario resolver la ecuación de Volterra, con las dificultades que implica, o emplear algún método aproximado para obtener la función de relajación.

Las primeras aproximaciones empleadas para el cálculo de la función de relajación fueron su obtención como inversa de la función de fluencia y el empleo de modelos analíticos de fluencia simplificados que permitían determinar la función de relajación resolviendo una ecuación diferencial sencilla.

El primer método que proporciona un grado de ajuste aceptable es el basado en la definición del coeficiente de envejecimiento χ, a través de la expresión:

$$R\left(t_0,t\right)=E_c\left(t_0\right)\cdot\left\{1-\frac{E_c\left(t_0\right)\cdot J\left(t_0,t\right)-1}{1+\chi\cdot\left[E_c\left(t_0\right)\cdot J\left(t_0,t\right)-1\right]}\right\}$$

El grado de ajuste depende del nivel de precisión con que se disponga de los valores de χ para el modelo de fluencia y el estado de carga considerado. Algunas de las formulaciones analizadas proporcionan expresiones aproximadas de este coeficiente, como es el caso del CEB (13).

Posteriormente aparece un método más general, presentado por Bažant en la referencia (7), donde se propone la siguiente expresión semiempírica para evaluar la función de relajación, aplicable a cualquier formulación de fluencia:

$$R\left(t_0,t\right)=\frac{1\pm\Delta_0}{J\left(t_0,t\right)}\pm\frac{0.115}{J\left(t\pm1,t\right)}\cdot\left[\frac{J\left(t_0,t\pm\Delta\right)}{J\left(t_0+\Delta,t\right)}\pm1\right]$$

siendo $\Delta=\frac{t-t_0}{2}$ y Δ_0 una constante que toma habitualmente el valor 0.008.

En esta expresión, el cálculo de la función de relajación para una edad de carga y una duración de ésta dadas se basa en cuatro evaluaciones de la función de fluencia para diferentes edades de carga y duraciones, considerando los mismos valores del resto de parámetros intervinientes (humedad, espesor, etc).

5. FORMULACIÓN DE RELAJACIÓN PROPUESTA

Se ha desarrollado una formulación que permite obtener la función de relajación a partir de la de fluencia, según la siguiente expresión:

$$R\left(t_0,t_0+\Delta t\right)=a\left(\Delta t\right)\cdot\frac{1}{J\left(t_0,t_0+\Delta t\right)}+b\left(\Delta t\right)$$

en la que R y J son las funciones de relajación y fluencia correspondientes a una edad de carga t_0 y una duración Δt, y a y b son unos parámetros que dependen de la duración de la carga Δt, cuya representación gráfica se incluye en las Figuras 3 y 4 para la formulación de CEB.

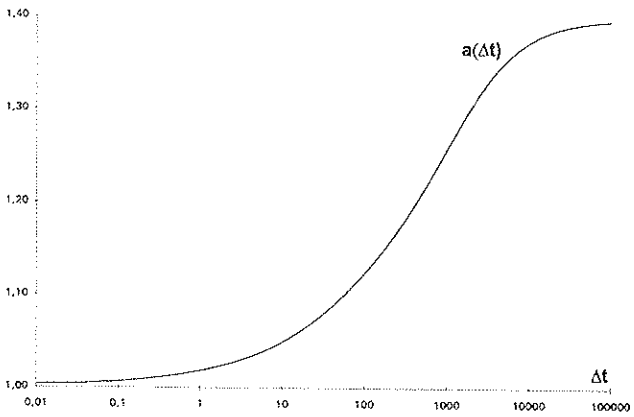


Figura 3

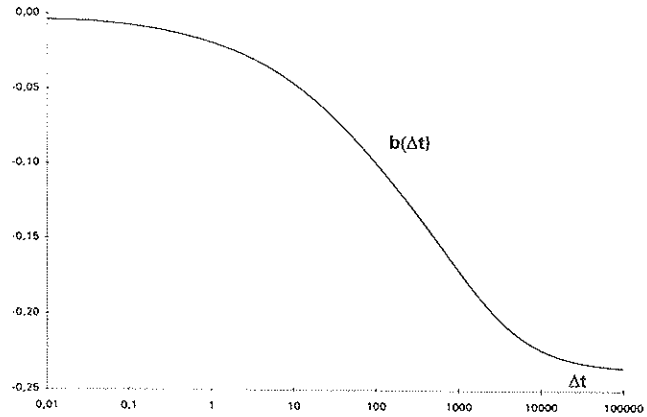


Figura 4

Los valores de los parámetros a y b pueden determinarse según la siguiente expresión:

$$\left.\begin{matrix}a(\Delta t)\\ \text{ó}\\ b(\Delta t)\end{matrix}\right\}=\left|\alpha+\sqrt{\alpha^2-\beta}\right|$$

siendo: $\alpha = A\cdot\log\Delta t + B$

$\beta = C\cdot\log\Delta t + D$

Los valores de A, B, C y D son constantes que dependen de la formulación de fluencia considerada. En la Tabla 5 se incluyen los valores de estos coeficientes correspondientes al modelo del CEB.

Se ha realizado el correspondiente estudio estadístico comparativo entre los valores exactos de relajación y los obtenidos mediante estas funciones aproximadas y a través de la función de Bažant para las cuatro formulaciones de referencia utilizadas. En la Tabla 6 figuran, como resultados de esta comparación, el coeficiente de correlación, la pendiente y la ordenada de la recta de regresión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 5. Coeficientes de la expresión propuesta para el modelo del CEB

		A	B	C	D
a(Δt)	Δt < 1000	0.082345	0.855695	0.162520	0.705450
	Δt ≥ 1000	-0.086375	-1.081057	0.242916	1.060499
b(Δt)	Δt<562.3	0.039750	-0.044805	-0.000542	-0.001998
	Δt≥562.3	-0.042487	-0.085036	0.020567	-0.018261

Tabla 6. Comparación entre expresiones aproximadas de relajación

	EH-EP	CEB	ACI	B3
Bažant	0.989	0.997	0.999	0.973
	1.064	0.997	0.971	1.119
	-0.050	0.000	0.020	- 0.120
$R = a \cdot \frac{1}{J} + b$	1.000	0.996	0.997	1.000
	0.999	0.992	0.995	0.999
	0.000	0.000	0.000	0.000

Como puede apreciarse, la expresión considerada proporciona un mejor grado de ajuste que la fórmula de Bazant, requiriendo sin embargo una única evaluación de la función de fluencia J.

La Figura 5 muestra una serie de curvas correspondientes a la formulación del CEB, en las que se han superpuesto los valores exactos de la función de relajación y los del método aproximado propuesto, en las que se aprecia el grado de ajuste conseguido.

Como conclusión, cabe citar las principales ventajas que presenta la formulación propuesta:

- Se trata de un método de una notable simplicidad, proporcionando el valor de la función de relajación a partir de una única evaluación de la función de fluencia y de la determinación de dos parámetros a partir de unas curvas o mediante la evaluación de una sencilla expresión.
- Tiene una validez general, siendo aplicable a cualquier formulación de fluencia.
- El grado de precisión que proporciona resulta superior al de otras formulaciones simplificadas alternativas existentes en la bibliografía.

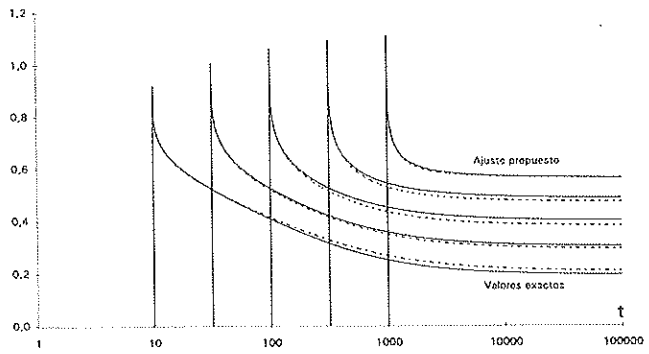


Figura 5

BIBLIOGRAFÍA

(1) ACI Manual of Concrete Practice. Part 1. *Materials and General Properties of Concrete.* (1996). American Concrete Institute. Farmington Hills.

(2) BAEL 91 (1992). *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites.* Ministère de L'Équipement, du logement et des Transports. Paris.

(3) Bažant, Zdeněk P.; Baweja, Sandeep. (1995). *Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures.* Model B3. Materials and Structures, N. 28, pp. 357-365, con errata en ibid. N.º 29 (1996), p. 126.

(4) Bažant, Zdeněk P.; Baweja, Sandeep. (1995). *Justification and Refinement of Model B3 for Concrete Creep and Shrinkage.* Part 1. Statistics and Sensitivity. Materials and Structures, N.º 28, pp. 415-430.

(5) Bažant, Zdeněk P.; Baweja, Sandeep. (1995). *Justification and Refinement of Model B3 for Concrete Creep and Shrinkage.* Part 2. Updating and Theoretical Basis. Materials and Structures, N.º 28, pp. 488-495.

(6) Bažant, Zdeněk P.; Baweja, Sandeep. (1996). *Short Form of Creep and Shrinkage Prediction Model B3 for Structures of Medium Sensitivity.* Materials and Structures, N.º 29, pp. 587-593.

(7) Bažant, Zdeněk P.; Kim, Sang-Sik. (1979). *Aproximate Relaxation Function for Concrete.* Journal of the Structural Division. Proceedings of the A.S.C.E. vol. 105, N.º ST12, pp. 2695-2705.

(8) BPEL 91. (1992). *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Precontraint suivant la Méthode des États Limites.* Ministère de L'Équipement, du Logement et des Transports. Paris.

(9) British Standard BS 8110: Part 2: 1995. *Structural Use of Concrete. Part 2. Code of Practice for Special Circumstances.* British Standards Institution. London.

(10) Comisión Permanente del Hormigón. *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado.* EH-91 (1991). Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

(11) Comisión Permanente del Hormigón. *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado.* EP-93 (1993). Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.

(12) Comite Euro-International du Béton. (1993). *CEB-FIP Model Code 1990.* Bulletin d'Information N.º 213/214, Thomas Telford Ltd.

(13) Comite Euro-International du Béton. (1993). Revision of the Design Aids of the CEB Design Manual *"Structural Effects of Time-dependent Behaviour of Concrete"* in accordance wtih the CEP-FIP Model Code 1990. Bulletin d'Information N.º 215. Lausanne.

(14) DIN 4227 Teil 1 (1998). *Bauteile aus Normalbeton mit Beschränkter oder voller Vorspannung.* Deutsches Institut für Normung. Berlin.

(15) NS 3473E (1992). *Concrete Structres. Design Rules.* Norwegian Council for Building Standardization. Norges Standardiseringsforbund. Oslo.

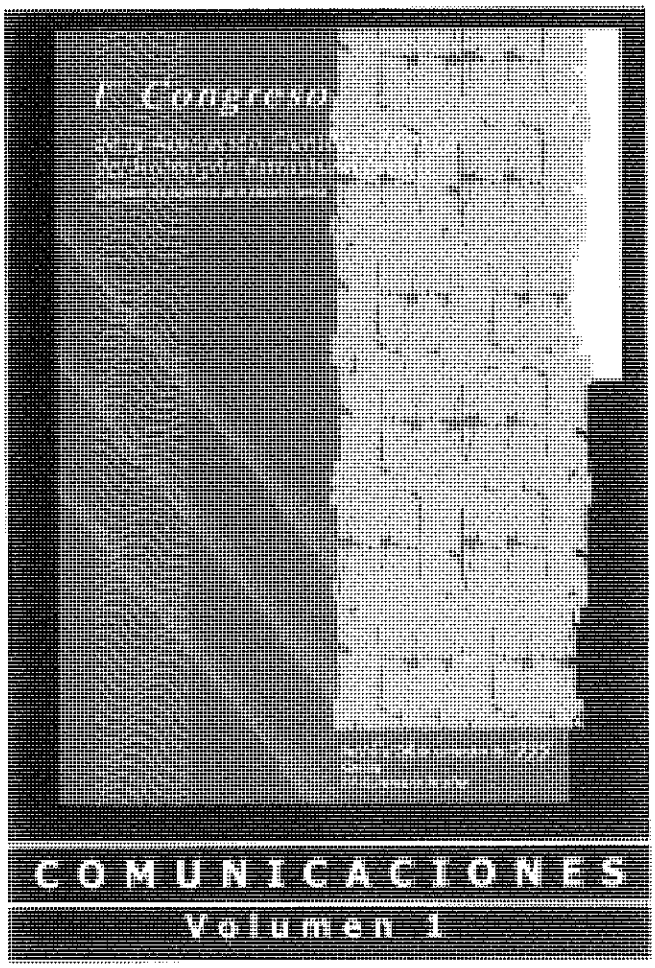
(16) *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado* (1985). Imprensa Nacional - Casa da Moeda. Lisboa.

(17) SIA 162 (1987). *Ouvrages en Béton.* Société Suisse des Ingénieurrs et des Architectes. Zurich.

(18) UNE-ENV 12992-1-1. Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1-1: *Reglas Generales y Reglas para Edificación* (1993). Asociación Española de Certificación y Normalización (AENOR). Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

INFORMACIÓN BIBLIOGRÁFICA



En esta sección se incluyen referencias de algunos libros y artículos publicados en Revistas que se reciben en el Instituto EDUARDO TORROJA. Los lectores pueden consultar en la Biblioteca del Instituto aquellos artículos que sean de su interés.

LIBROS

Título: 1er CONGRESO DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (A.C.H.E.). Volúmenes 1, 2 y 3

Edita: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural (A.C.H.E.) **ISBN:** 84-89670-14-5. Año 1999

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (A.C.H.E.) celebró su primer congreso en noviembre de 1999, coincidiendo con el Centenario del nacimiento de D. Eduardo Torroja y el 50 Aniversario de la A.T.E.P. Todas las comunicaciones presentadas han sido recogidas en tres volúmenes.

El primer volumen se dedica a «Estudios e Investigación». En él se recoge todo lo novedoso que se ha hecho en las Escuelas de Ingeniería, Laboratorios y Empresas sobre nuevos materiales, como son fibras y hormigón de alta resistencia. También incluye: la Durabilidad de las obras de ingeniería y de las teorías para cuantificar la vida útil en el proyecto, más allá de los simples consejos cualitativos. La Normativa y su estado actual y doce comunicaciones dedicadas al cálculo y diferentes aplicaciones a la tipología de estructuras.

El segundo y tercer volumen se dedica a «Realizaciones de puentes» y «Mantenimiento, Patología y Reparación de Estructuras».

Las comunicaciones que se recogen en ambos volúmenes hacen referencia a las teorías, los medios y las realizaciones prácticas de esta parte de la Ingeniería.

Para más información dirigirse a la Srta. Estrella Rodríguez Neira.
Instituto Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid
Tel. y Fax: 91 766 07 03
E-mail: Estrella@ietcc.csic.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Un método para la determinación analítica de la distribución de probabilidad de los estimadores de la EHE

An analytical method to determine the probability distribution of statistics used in EHE

Eduardo Moreno Almansa
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Madrid

Manuel Fernández Cánovas
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Madrid

RESUMEN

Los actuales estimadores de la resistencia característica a compresión que figuran en la nueva Instrucción de Hormigón Estructural EHE fueron incorporados por primera vez a la Instrucción en el año 1973 (EH-73) [3]. Como novedad, la nueva Instrucción también contempla el control del coeficiente de variación de resistencia en el suministro mediante un nuevo estimador. Tanto éste como aquellos tienen en común que su adopción se basa en la simulación numérica del azar sobre una población normal estándar, dado que la obtención analítica de su distribución de probabilidad se estimaba, si no imposible, si al menos extremadamente compleja.

En este trabajo se expone un procedimiento que simplifica notablemente la obtención de las funciones de densidad de probabilidad de dichos estimadores.

Se detalla la discusión sobre las distribuciones de probabilidad del estimador de la resistencia característica a compresión con cuatro, seis y ocho probetas. Para contrastar los resultados, aparte de la bibliografía, se obtienen de forma independiente las distribuciones de los correspondientes dos, tres y cuatro menores ordenados.

El interés del trabajo reside en el potencial que el procedimiento ofrece para diseñar estimadores, sin necesidad de la labor de realizar una simulación numérica para cada uno de ellos. Por otra parte, el conocimiento de estas distribuciones proporciona una base para su discusión, perfeccionamiento y diseño específico de planes de control interno en las centrales de hormigón preparado. Por supuesto que es posible aplicar los estimadores a cualquier otra variable que se desee controlar.

SUMMARY

The statistics used for estimating the characteristic strength of concrete in the new Spanish Structural Concrete Instruction (EHE) were firstly included in the 1973 version (EH-73). A new development of the current version EHE is to check the variation coefficient of such strength population by mean of a new statistic. All of these statistics are based on a numerical simulation on the standarized Gaussian distribution since their analytical distributions were considered very difficult to obtain anyway.

In this work a procedure is exposed which simplifies very much the calculation of such probability distributions.

Obtaining the probability distributions of characteristic strength estimations for four, six and eight test data are detailed. The probability distributions for 2nd, 3rd and 4th order statistics (taken in increasing order) are also detailed to check, together with data from references, results obtained from our procedure.

The work is interesting to design new statistics avoiding the need for numerical simulations every time. It is also interesting to discuss, improve, and design specific internal quality control schemes for ready mixed concrete plants. The statistics and their distributions can be obviously applied to any variable whose control is desired.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

1. ANTECEDENTES

Los estimadores de resistencia a compresión incluídos en la EHE tienen su origen en un trabajo de simulación numérica realizado en el entonces Ministerio de Obras Públicas, y con anterioridad a la promulgación de la Instrucción EH - 73 (Martín Jadraque [7] y [10]), que fue la primera versión que los incluyó en su articulado. La función de densidad de probabilidad (f.d.p.) del menor valor en una muestra de tamaño "n" puede obtenerse muy fácilmente como se indica más adelante. No ocurre lo mismo con el segundo estimador, que se define como:

$$f_{cest} = 2\frac{x_1 + x_2 + \ldots + x_{n-1}}{n-1} - x_n; \qquad (1)$$

$$x_1 \le x_2 \le x_3 \le \ldots \le x_{n-1} \le x_n$$

siendo $x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n$ los menores valores de una muestra de tamaño "$2n$". El estimador supuso un serio intento de proponer una alternativa al control que entonces se preconizaba en Europa y se recogía en la Instrucción EH - 68 y en la H.A.- 61 del Instituto Eduardo Torroja.

Este estimador fue adoptado por la Instrucción, aunque pudo objetársele algún reparo importante que se reflejó en la misma Revista de Obras Públicas (Dou [8]; López Saiz [9]), y es que su dispersión era mayor que la del estimador del CEB que pretendía sustituir. Sin embargo, tiene la ventaja de ser un *estimador robusto de la resistencia característica*, al emplear solamente la mitad de los valores de resistencia obtenidos en cada lote. También es una virtud el poder estimar la resistencia característica directamente de un reducido número de resultados experimentales, sin operaciones intermedias.

La distribución de este estimador se obtuvo por simulación numérica suponiendo una distribución normal o de Gauss de la resistencia a compresión, lo que tiene en común con el recorrido relativo introducido en la EHE como estimador del coeficiente de variación de las centrales de hormigón.

Ciertamente que la obtención analítica de la f.d.p. de un estimador en el caso general es un problema tedioso, complejo y poco eficaz, puesto que hay que rehacer los cálculos desde el comienzo con cada estimador excepto, quizás, la generación de números aleatorios. Pero en el caso que nos ocupa la f.d.p. de los estimadores (1) pueden obtenerse "en cascada": la obtención de la f.d.p. del estimador para "$2n$-2" resultados es el paso previo para obtener el estimador correspondiente a "$2n$" resultados.

2. ESTADÍSTICOS ORDENADOS

El control estadístico de la resistencia a compresión del hormigón en la EHE está basado en suponer una homogeneidad perfecta dentro de cada lote de producto, de modo que cualquier porción del lote es indistinguible de las demás. En particular, la posible diferencia en la resistencia a compresión entre dos o más probetas tomadas de cualquier porción del lote no es sistemática y se debe exclusivamente al azar de la interacción en mayor o menor de grado de multitud de factores, cada uno de los cuales tiene escasa influencia por sí mismo en el resultado final. En estas condiciones puede suponerse que los resultados de resistencia a compresión siguen una distribución normal o de Gauss:

$$p\left(\frac{f_c - \mu}{\sigma} \le t\right) = \int_{-\infty}^{t} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}t^2}\, dt = 1 - fcer\ (t) \qquad (2)$$

$$d(fcer(t)) = -\frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}t^2}\, dt \qquad (3)$$

Donde "*fcer(t)*" es la función complementaria de error y representa la probabilidad de que la resistencia tipificada sea superior a cierto valor "*t*". En las anteriores expresiones ya se ha considerado la reducción a la normal estándar de media "0" y desviación típica "1" mediante una transformación lineal. Dado que cada determinación de resistencia viene dada por la media de dos resultados en la EHE (en la EH 91 eran tres), lo anterior se aplicaría sobre la distribución de medias muestrales que, como se sabe, también es normal bajo las mismas hipótesis.

La adopción de la distribución normal para la resistencia a compresión tiene su fundamento teórico en el Teorema Central del Límite; pero existen importantes dificultades, peculiares además del sector de la Construcción, que impiden asumir esta hipótesis sin una discusión previa.

Desde luego que las unidades de producto que componen un lote pueden verse afectadas por desajustes, correcciones, cambios y otras causas variables en el tiempo cuyo control es responsabilidad del fabricante del hormigón; y cuya *invisibilidad* a los ojos del cliente, puesto que éste no tiene que estar al tanto de todos las circunstancias de la fabricación, justifica que considere el lote como homogéneo; lo que, en definitiva, perjudica al fabricante y le obliga a controlar dichas causas de variabilidad que se traducen en un *coste por falta de calidad*. Coste para el fabricante que asume un mayor riesgo de que no le acepten su producto, o le rechacen un lote; y coste para el cliente que asume a su vez un mayor riesgo de aceptar un lote de menor resistencia a la especificada.

Mantener constante en el tiempo la distribución de la resistencia a compresión, o de cualquier otra variable, no es algo que se consiga espontáneamente en la fabricación de hormigón u otro producto, sino que exige un plan de aseguramiento de la calidad y es el objetivo del control de procesos. Se consigue entonces que, si bien la resistencia puede variar, su variabilidad es predictible y está, por tanto, controlada. En consecuencia, en las plantas de fabricación de hormigón sin control de calidad no puede admitirse "a priori" una determinada distribución de resistencias; y esta deficiencia no se resuelve discriminando ligeramente en el "K_n",

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

o tomando un coeficiente de variación más alto; lo cual tiene, incluso, efectos perversos, como podremos comprobar.

Pero además, al contrario que en otros sectores en los que el control se realiza sobre el producto terminado, en Construcción el "*producto terminado*" *en el control de resistencia es la probeta*. Es decir, que en la variabilidad final del producto influye no solamente la fabricación del hormigón, sino también la toma de muestras, enmoldado, curado, conservación, refrentado y rotura de las probetas. Tareas todas ellas competencia de una Entidad de Inspección y Control Reglamentario (ENICRE) y un laboratorio que, además, son los que controlan al fabricante; con lo que se da la circunstancia de que el controlador también controla, al menos parcialmente, su propio trabajo y repercute su variabilidad, por pequeña y controlada que ésta sea, en el fabricante a través del control de recepción.

Sin perjuicio de estos y otros reparos que pudieran sugerirse, lo cierto es que asumir cualquier otra hipótesis de distribución de resistencias más compleja que la normal dificulta un problema ya de por sí complicado, sin garantizar además una mayor precisión. En las centrales de hormigón sin plan de aseguramiento de calidad no puede asegurarse con certeza ni tan siquiera la normalidad de su distribución de resistencias, lo que constituye un problema no resuelto satisfactoriamente en la normativa, y cuyo planteamiento riguroso está todavía por resolver.

Cualquier combinación lineal de variables normales puede reducirse a la forma estándar. P. ej. el estimador de la EHE puede reducirse mediante:

$$2\frac{x_1+x_2+\ldots+x_{n-1}}{n-1}-x_n = \\ =\mu+\sigma\left(2\frac{t_1+t_2+t_3+\ldots+t_{n-1}}{n-1}-t_n\right) \tag{4}$$

siendo $x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n$ los "n" menores valores de una muestra de "$2n$" que proceden todos de una distribución normal de media "μ" y desviación típica "σ", cumpliendo además $x_1 \le x_2 \le \ldots \le x_n$. Entonces, $t_1, t_2, \ldots, t_n$ son los valores tipificados de $x_1, x_2, \ldots, x_n$: $x_i = \mu + \sigma t_i$; y evidentemente: $t_1 \le t_2 \le \ldots \le t_n$.

Los valores así ordenados de menor a mayor o viceversa se denominan "estadísticos ordenados"; aunque la muestra conste de valores independientes entre sí es evidente que los valores ordenados no lo son. No obstante, es posible obtener fácilmente su función de densidad de probabilidad (f.d.p.) conjunta. Para los "$2n$" valores ordenados tipificados sería: [Arnáiz, (1)]:

$$f\left(t_1,\ldots,t_{2n}\right)=(2n)!\left[\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\right]^{2n} e^{-\frac{1}{2}\left(t_1^2+t_2^2+t_3^2+\ldots+t_{2n}^2\right)}; \\ t_1 \le t_2 \le t_3 \le \ldots \le t_{2n} \tag{5}$$

La integración sucesiva de la expresión [5] nos permite obtener la f.d.p. conjunta de los "n" menores valores tipificados de una muestra de tamaño "$2n$":

$$f\left(t_1,t_2,\ldots,t_n\right)=\frac{(2n)!}{n!}\left[\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\right]^{n} e^{-\frac{1}{2}\left(t_1^2+t_2^2+\ldots+t_n^2\right)}\left(fcer(t_n)\right); \\ t_1 \le t_2 \le \ldots \le t_n \tag{6}$$

3. OBTENCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD DE LOS ESTIMADORES DE LA EHE

La obtención de la f.d.p. del estimador (4) partiendo de la f.d.p. conjunta (6) es un problema teóricamente resuelto mediante cambio de variables; ahora bien, la complejidad puede ser enorme si no se recurre al cambio apropiado. Nuestra propuesta es operar sobre las variables "V_n" definidas por:

$$\begin{aligned}
V_1 &= t_2 - t_1 \\
V_2 &= 2\,t_3 - (t_1 + t_2) \\
V_3 &= 3\,t_4 - (t_1 + t_2 + t_3) \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots \\
V_m &= m\,t_{m+1} - (t_1 + t_2 + \ldots + t_m) \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots \\
V_{n-1} &= (n-1)\,t_n - (t_1 + t_2 + \ldots + t_{n-1}) \\
V_n &= t_n
\end{aligned}$$

$$\mathbf{A} = \begin{vmatrix} -1 & 1 & 0 & \cdot & \cdot & 0 \\ -1 & -1 & 2 & \cdot & & \cdot \\ \cdot & \cdot & & & & \\ \cdot & & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & & & \cdot & \cdot & 0 \\ -1 & \cdot & \cdot & \cdot & -1 & n-1 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

La matriz **A** expresa el cambio de variable: **V = A T,** siendo **V** el vector-columna que contiene las nuevas variables, y **T** el vector-columna que contiene las originales tipificadas. El producto $\mathbf{AA^T}$ (el superíndice "T"" indica traspuesta) y su inversa $\mathbf{(AA^T)^{-1} = (A^{-1})^T\, A^{-1}}$ son iguales a:

$$\mathbf{AA^T} = \begin{vmatrix} a_1 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & a_2 & \cdot & & & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & & \cdot \\ \cdot & & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & & & \cdot & a_{n-1} & n-1 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & n-1 & 1 \end{vmatrix}$$

$$(A^{-1})^T\, A^{-1} = \begin{vmatrix} 1/a_1 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & 1/a_2 & \cdot & & & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & & \cdot \\ \cdot & & \cdot & 1/a_{n-2} & \cdot & \cdot \\ \cdot & & & \cdot & 1/(n-1) & -1 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & -1 & n \end{vmatrix}$$

Siendo: $a_k = k\,(k+1);\ \ 1 \le k \le n-1$.

Las variables aleatorias $(V_1, ..., V_{n-1})$ son también estadísticos ordenados, tal como puede verse a continuación:

a) $t_1 \le t_2 \leftrightarrow V_1 = t_2 - t_1 \ge 0;$

b) $t_m \le t_{m+1} \leftrightarrow V_m = m\, t_{m+1} - (t_1 + ... + t_m) =$
$= (t_{m+1} - t_1) + ... + (t_{m+1} - t_m) \ge$
$\ge (t_m - t_1) + ... + (t_m - t_{m-1}) = V_{m-1}$

Luego, el conjunto de desigualdades: $t_1 \le t_2 \le ... \le t_n$ es posible si, y sólo si:

$$0 \le V_1 \le V_2 \le ... \le V_{n-1}\ \ ;\ \ -\infty \le V_n \le \infty$$

Obsérvese que el estimador de la resistencia característica (1) tipificado según (4) puede expresarse simplemente como:

$$\left(f_{c\ est}\right)_{tipif.} = 2\,\frac{t_1 + t_2 + t_3 + ... + t_{n-1}}{n-1} - t_n = \\ = V_n - \frac{2}{n-1}\,V_{n-1} \qquad (7)$$

Por tanto, lo que inicialmente era la combinación lineal de "n" variables aleatorias se ha reducido a la combinación lineal de sólo dos de ellas, sea cual sea el tamaño de la muestra "n", quedando además una de ellas sin ninguna ligadura respecto a las demás.

La obtención de la f.d.p. conjunta de las "V_i" en función de las "t_i" es un problema resuelto en la teoría elemental de probabilidades, y puede consultarse en cualquier manual de Estadística. Es necesario conocer el jacobiano de la transformación, que en nuestro caso es el determinante de la matriz **A**, y resulta ser: $|\mathbf{A}| = (n-1)!$.

También es necesario expresar en función de las "V_i" la suma de cuadrados que aparece en la exponencial de la f.d.p. (6). Dicha suma de cuadrados puede expresarse como:

$$t_1^2 + ... + t_n^2 = \mathbf{T^T T} = \mathbf{V^T}\left(\mathbf{A^{-1}}\right)^{\mathbf{T}}\left(\mathbf{A^{-1}}\right)\mathbf{V} = \frac{V_1^2}{a_1} + \frac{V_2^2}{a_2} + ... + \\ + \frac{V_{n-2}^2}{a_{n-2}} + \frac{V_{n-1}^2}{n-1} + n\ \ V_n^2 - 2\ \ V_n\ \ V_{n-1}$$

A excepción de "V_{n-1}" y "V_n", el resto de las variables se mantienen desacopladas, lo que facilita enormemente la integración sucesiva. La f.d.p. conjunta de las variables "V_i" es:

$$g(V_1, ..., V_n) = \frac{(2n)!}{n!(n-1)!}\left(\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\right)^n \\ e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{V_1^2}{a_1} + \frac{V_2^2}{a_2} + ... + \frac{V_{n-2}^2}{a_{n-2}} + \frac{V_{n-1}^2}{n-1} + n\ \ V_n^2 - 2\ \ V_n\ \ V_{n-1}\right)}\left(fcer(V_n)\right)^n \qquad (9)$$

$$0 \le V_1 \le V_2 \le ... \le V_{n-1}\ \ ;\ \ -\infty \le V_n \le \infty$$

Finalmente, la f.d.p. marginal conjunta de "V_{n-1}" y "V_n" se obtiene por:

$$h(V_{n-1}, V_n) = \int_0^{V_{n-1}} ... \left[\int_0^{V_3}\left[\int_0^{V_2}\left[g(V_1, ..., V_n)dV_1\right]dV_2\right] ...\right]dV_{n-2} =$$

$$= \frac{1}{2\pi}\,\frac{(2n)!}{n!(n-1)!}\left[\int_0^{V_{n-1}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\, e^{-\frac{1}{2}\frac{V_{n-2}^2}{a_{n-2}}} ... \left[\int_0^{V_3} \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\, e^{-\frac{1}{2}\frac{V_2^2}{a_2}}\left[\int_0^{V_2} \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\, e^{-\frac{1}{2}\frac{V_1^2}{a_1}}\, dV_1\right]dV_2\right] ...$$

$$\left| ...dV_{n-2}\right]\ e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{V_{n-1}^2}{n-1} + nV_n^2 - 2V_nV_{n-1}\right)}\left(fcer(V_n)\right)^n = \frac{1}{2\pi}\,\frac{(2n)!}{n!(n-1)!}\,H_{n-1}(V_{n-1})\,e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{V_{n-1}^2}{n-1} + nV_n^2 - 2V_nV_{n-1}\right)}\left(fcer(V_n)\right)^n$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

La función $H_{n-1}(V_{n-1})$ se obtiene por integración sucesiva en $V_1, V_2, V_3, \ldots, V_{n-2}$, y es conveniente tabularla para cada valor de $n \geq 3$ porque, conocida $H_{n-2}(V_{n-2})$, es posible determinar la siguiente $H_{n-1}(V_{n-1})$ mediante

$$H_{n-1}(V_{n-1}) = \int_0^{V_{n-1}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\frac{V_{n-2}^2}{a_{n-2}}} H_{n-2}(V_{n-2})\, dV_{n-2} \quad (11)$$

$$H_1(V_1) = 1$$

4. FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD DEL ORDENADO ENÉSIMO DE UNA MUESTRA DE TAMAÑO "n"

El procedimiento de obtención de la f.d.p. del menor/mayor, segundo menor/mayor, ... etc... valor de una muestra de tamaño "n" es ya conocido y puede consultarse en Gumbel [6] o Arnáiz [1]. Para nosotros es de interés porque proporcionan una manera de comprobar los cálculos de las f.d.p. de los estimadores de la EHE según el método propuesto en la sección anterior, y aparte de los resultados conocidos en la bibliografía; además sirven como término de comparación de dichas f.d.p. Por otra parte el menor valor de una muestra de tamaño "n", multiplicado por un factor "K_n", es el otro estimador de la resistencia característica a compresión que maneja la EHE.

Es condición necesaria para que los cálculos de las f.d.p. sean correctos que se verifique:

$$E\left(2\frac{t_1 + t_2 + \ldots + t_{n-1}}{n-1} - t_n\right) = 2\frac{E(t_1) + E(t_2) + \ldots + E(t_{n-1})}{n-1} - E(t_n) \quad (12)$$

Donde E(·) indica la media de la variable aleatoria correspondiente. Sin embargo, no puede obtenerse una relación simple entre las varianzas de los estimadores y las varianzas de los estadísticos ordenados de los que depende porque, como se ha dicho antes, los estadísticos ordenados no son variables aleatorias independientes.

La f.d.p. del menor valor de una muestra de tamaño "n" extraída al azar de una población normal de media "0" y varianza "1" es:

$$f(t_1) = n\frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}t_1^2} \left(fcer(t_1)\right)^{n-1} \quad (13)$$

En general, la f.d.p. del menor ordenado m-simo, m ≤ n, de una muestra de tamaño "n" extraída de una población normal estándar es:

$$f(t_m) = \frac{n!}{(m-1)!\,(n-m)!}\left(1 - fcer(t_m)\right)^{m-1} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}t_m^2} \left(fcer(t_m)\right)^{n-m} \quad (14)$$

Dado que: $fcer\ (t) = 1 - fcer\ (-t)$; $\forall$ "t", se comprueba que sólo es simétrica la f.d.p. del valor mediano (valor de la muestra con igual número de valores por debajo de él que por encima) en una muestra de tamaño impar. Todas las demás distribuciones son asimétricas y tienen un mayor o menor sesgo.

5. ESTIMADOR CON MUESTRA DE CUATRO DETERMINACIONES

Aunque no se aplica por ser $N < 6$, cuando la muestra tiene tamaño 4, la expresión (1) da para el estimador tipificado:

$$f_{c,est} = 2\,t_1 - t_2 \quad ; \quad t_1 \leq t_2$$

Algunos valores característicos de este estimador tipificado, así como de "t_1" y "t_2", se dan en la Tabla 1. Sus f.d.p. pueden observarse en la Figura 1.

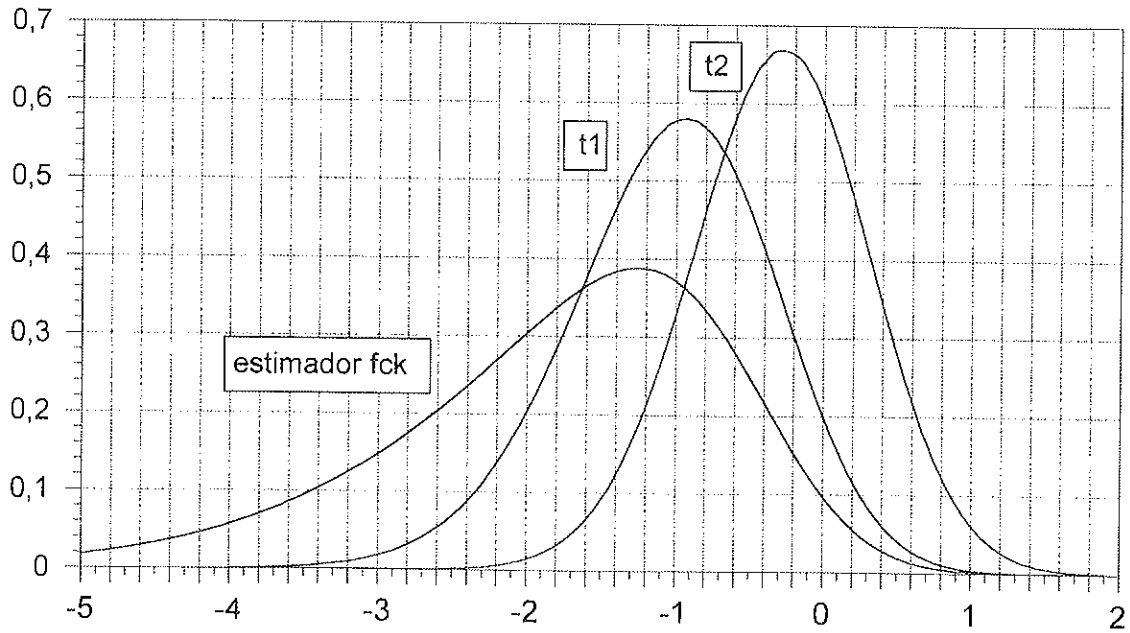


Figura 1. Funciones de densidad de probabilidad del estimador tipificado con cuatro determinaciones y sus componentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 1. Valores característicos del estimador tipificado para 4 determinaciones y sus componentes

	media	varianza	cuantil 2,5%	cuantil 5%	mediana	cuantil	cuantil 95%	sesgo 97,5%
f_{cest}	–1,761	1,344	–4,471	–3,928	–1,592	–0,164	0,058	–0,799
t_1	–1,029	0,492	–2,495	–2,240	–0,998	0,080	0,263	–0,264
t_2	–0,297	0,360	–1,495	–1,308	–0,291	0,693	0,867	–0,066

Se comprende que este primer estimador no es adecuado para el control de resistencia por su elevada dispersión y su sesgo. Su desviación típica es aproximadamente un 16% superior a la de la distribución normal de partida; y su elevado sesgo conduce a que, si bien está aproximadamente centrado, es más probable que subestime la resistencia característica un 5% o más, a que la sobreestime en la misma proporción o más.

Los estadísticos ordenados de los que deriva este primer estimador son notablemente menos sesgados y mucho más eficientes, como indican sus reducidas dispersiones. La desviación típica de la distribución del menor valor de la muestra es un 70% de la desviación típica de partida. Puesto que el coeficiente "K_n" que permite pasar de este menor valor al otro estimador de la resistencia característica contemplado en la EHE, "$K_n x_1$", es siempre menor o igual que uno, la dispersión de este estimador es incluso inferior.

Como conclusión cabe decir que el estimador "$K_n x_1 = K_n (\mu + \sigma t_1)$" es más eficiente que el estimador "$2 x_1 - x_2 = \mu + \sigma (2 t_1 - t_2)$", si bien tiene el inconveniente de depender de un valor solamente. Podría obtenerse un estimador más eficiente calculando el factor "K_n" para el segundo menor valor "x_2": su desviación típica es sólo un 60% de la inicial y, dado su reducido sesgo, puede considerarse prácticamente normal. La estimación sería también con un único valor, pero "x_2" está limitado inferiormente por "x_1", de modo que si el valor es defectuoso —y por tanto menor—, también lo sería al menos "x_1", lo que indicaría defectos de mayor entidad, ya sea en el hormigón o en las distintas fases de ejecución del ensayo o en ambos.

6. ESTIMADOR CON MUESTRA DE SEIS DETERMINACIONES

Este es el caso más corriente de aplicación del estimador (1), para el cual la resistencia característica estimada y tipificada da:

$$f_{c,est} = t_1 + t_2 - t_3 \; ; \; t_1 \leq t_2 \leq t_3$$

Algunos valores típicos de la distribución de este estimador, y de los ordenados de los que deriva, se anotan en la Tabla 2.

Las funciones de densidad de probabilidad aparecen en la Figura 2.

La distribución del estimador es la más sesgada de las cuatro. Se comprende que la Instrucción limite inferiormente su valor por el que tome "$K_n x_1$", y que en la práctica este límite

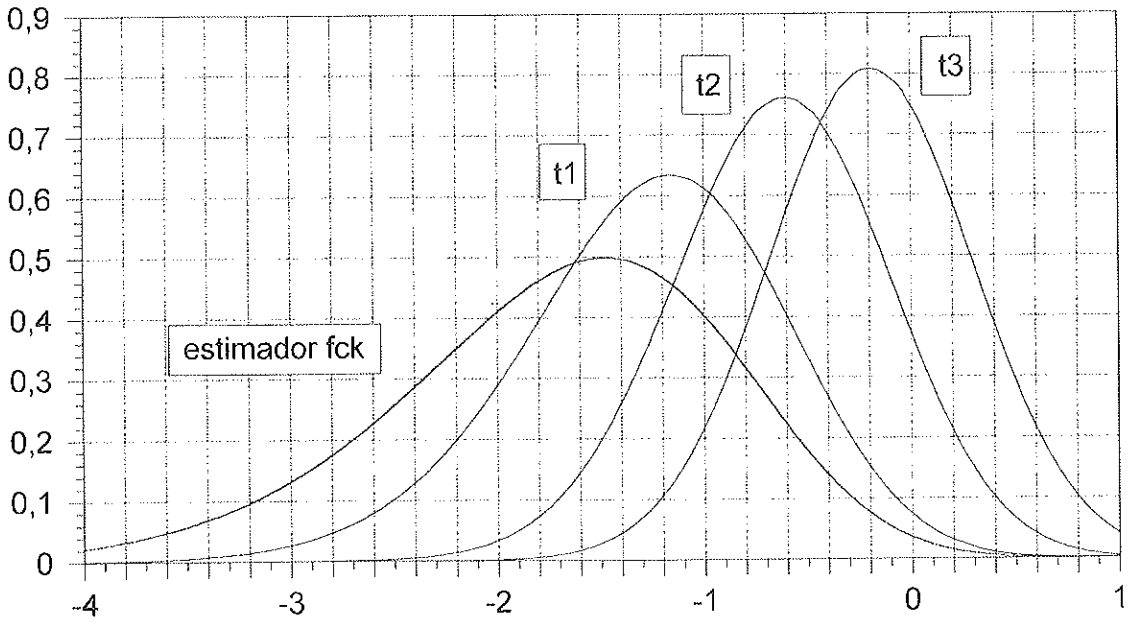


Figura 2. Funciones de densidad de probabilidad del estimador con seis probetas y de sus componentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 2. Valores característicos del estimador para 6 probetas y sus componentes

	media	varianza	cuantil 2,5 %	cuantil 5 %	mediana	cuantil 95 %	cuantil 97,5 %	sesgo
f_{cest}	–1,707	0,702	–3,560	–3,205	–1,732	–0,465	–0,274	–0,527
t_1	–1,268	0,416	–2,638	–2,387	–1,232	–0,270	–0,105	–0,324
t_2	–0,642	0,280	–1,716	–1,534	–0,630	0,208	0,366	–0,137
t_3	–0,201	0,246	–1,187	–1,026	–0,198	0,610	0,768	–0,04

actúe con frecuencia porque, aunque los dos estimadores estén aproximadamente centrados en la resistencia característica éste último tiene menor dispersión que el primero, aún en el caso de producción controlada de hormigón.

Puesto que el estimador "$K_n\, x_1$" es menos sesgado y tiene menos dispersión que "$x_1 + x_2 - x_3$", con el mismo criterio, podría calcularse el factor "K_n" para "x_2", obteniendo así un estimador "$K_n\, x_2$" superior en eficiencia a los de la Instrucción y con un sesgo muy reducido que ya permite asimilar su distribución a la de una normal con la misma media y desviación típica. En general, la distribución de "x_1" es siempre la más sesgada y dispersa entre todas las de los valores ordenados porque no hay ningún valor inferior que le limite.

6. ESTIMADOR CON MUESTRA DE OCHO DETERMINACIONES

La expresión del estimador de la EHE tipificado con 8 determinaciones es:

$$f_{c.est} = 2\frac{t_1 + t_2 + t_3}{3} - t_4; \qquad t_1 \le t_2 \le t_3 \le t_4 \qquad (17)$$

Su f.d.p., así como la de los ordenados de los que deriva, pueden verse en la Figura 3. Los valores característicos de la distribución del estimador pueden verse en la Tabla 3.

7. EJEMPLO PRÁCTICO

Consideremos la producción controlada de un hormigón cuya resistencia característica real "$f_{c,\,real}$" es igual a 25 Mpa, su coeficiente de variación "δ" es igual a 0.10, y se distribuye normalmente con media "f_{cm}" y desviación típica "σ" constantes en el tiempo, y cuyo valor es necesario calcular. Para ello sabemos que:

$$f_{c.real} = f_{cm}(1 - 1.645\ \delta); \quad \delta = \frac{\sigma}{f_{cm}} \qquad (18)$$

Por tanto: $f_{cm} = 29.9$ Mpa; $\sigma = 2.99$ Mpa

Llamemos a este hormigón "H_2". Si fuera "δ" = = 0.20, la media y desviación típica pasan a ser:

$$f_{cm} = 37.3 \text{ Mpa}; \quad \sigma = 7.45 \text{ Mpa}$$

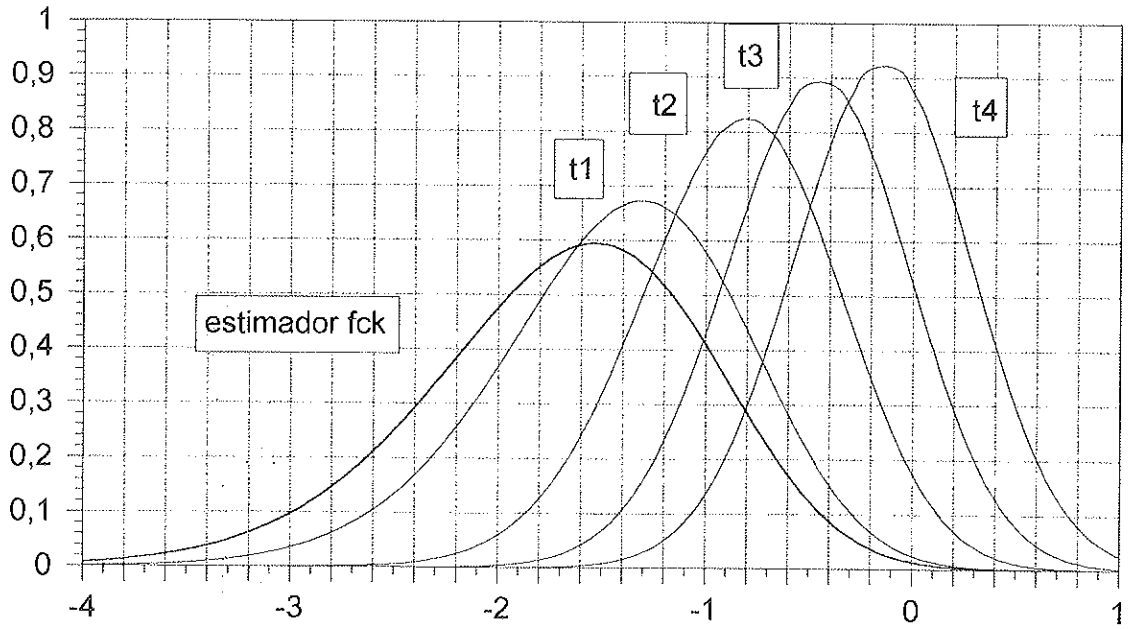


Figura 3. Funciones de densidad de probabilidad del estimador con ocho probetas y de sus componentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 3. Valores característicos del estimador tipificado para 8 determinaciones y sus componentes

	media	varianza	cuantil 2,5 %	cuantil 5 %	mediana	cuantil 95 %	cuantil 97,5 %	sesgo
f_{cest}	–1,680	0,477	–3,172	–2,894	–1,631	–0,630	–0,459	–0,418
t_1	–1,424	0,373	–2,734	–2,491	–1,385	–0,487	–0,329	–0,377
t_2	–0,852	0,239	–1,859	–1,683	–0,838	–0,070	0,071	–0,181
t_3	–0,473	0,201	–1,375	–1,224	–0,466	0,257	0,390	–0,089
t_4	–0,153	0,187	–1,008	–0,871	–0,151	0,560	0,693	–0,027

Tabla 4. Identificación y características de los hormigones considerados en el ejemplo

Clave	$f_{c,\,real}$	δ	f_{cm}	σ
H_1	22,5	0,10	26,9	2,69
H'_1	22,5	0,20	33,5	6,71
H_3	27,5	0,10	32,9	3,29
H'_3	27,5	0,20	41,0	8,20

hormigón al que designamos con "H'_2'. De la misma manera calculamos "f_{cm}" y "σ" para los hormigones que aparecen en la Tabla 4.

Supóngase que se estima la resistencia característica de un lote de hormigón H_2 con una muestra de seis resultados; se aplican entonces los valores tipificados del estimador para N = 6 que aparecen en la Tabla 2. Un intervalo para la resistencia característica estimada "$f_{c,\,est}$" con un 95% de confianza viene dado por:

$$29.9 - 3.56 * 2.99 \leq f_{c,\,est} \leq 29.9 - 0.274 * 2.99 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 19.3 \leq f_{c,\,est} \leq 29.1$$

Un intervalo del 90 % viene dado por:

$$29.9 - 3.205 * 2.99 \leq f_{c,\,est} \leq 29.9 - 0.465 * 2.99 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 20.3 \leq f_{c,\,est} \leq 28.5$$

Y la mediana:

$$29.9 - 1.732 * 2.99 = 24.7 \text{ Mpa}$$

Obsérvese que, aun en el caso de producción controlada, si la $f_{c,\,real}$ es igual a 25 Mpa, por puro azar es posible que su estimación baje hasta 20 Mpa, pero la sobreestimación probable "sólo" llega hasta 28,5 Mpa. Este es uno de los efectos del sesgo, que se amplía si se aumenta el margen de confianza; pero si se certifica convenientemente una serie temporal de estimaciones de resistencia característica incluidas en los márgenes calculados arriba, no debe rechazarse que el hormigón suministrado tenga una $f_{c,\,real}$ igual a 25 Mpa, aunque el 50% de las estimaciones caigan por debajo de 24.7 Mpa. Naturalmente, el límite inferior viene acotado por "$K_n\, x_1$". Para el hormigón "H_2" debe presumirse un "K_n" igual a 0.99, y "x_1" viene acotado inferiormente con el 95% de confianza por:

$$29.9 - 2.387 * 2.99 \leq x_1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 22.8 \leq x_1$$

Estudiemos ahora el caso de pequeñas fluctuaciones del hormigón en torno a la resistencia característica de proyecto, para la cual hemos escogido f_{ck} = 25 Mpa.

El hormigón que hemos designado "H_1" tiene una $f_{c,\,real}$ un 10% inferior (22.5 Mpa), y la $f_{c,\,real}$ del "H_3" es un 10% superior (27.5 Mpa). El riesgo del comprador viene dado por la probabilidad de que $f_{c,\,est}$ sea mayor que 25 Mpa para el hormigón "H_1". Esta probabilidad se obtiene a través de la $f_{c,\,est}$ tipificada "test" (Tabla 5):

$$p\left(t_{est} \geq \frac{25 - 26.9}{2.69} = -0.706\right) = 10.04\%$$

En tanto que el riesgo del vendedor viene dado por la probabilidad de que $f_{c,\,est}$ sea menor que 25 Mpa para el hormigón "H_3":

$$p\left(t_{est} \leq \frac{25 - 32.9}{3.29} = -2.401\right) = 19.4\%$$

Siempre es mayor el riesgo del vendedor que el del comprador debido al sesgo de la distribución, y parece excesivo un riesgo casi del 20% para un hormigón de resistencia superior a la estricta. No obstante, la probabilidad de que el valor tipificado de «$K_n\, x_1 = 0.99\, x_1 \sim x_1$" sea menor que –2.401 es un 4.8%, por lo que este defecto está suficientemente atemperado.

Los hormigones "H'_1" y "H'_3" tienen la misma resistencia característica que los anteriores: f_{ck} = 22.5 y 27.5 Mpa, pero su coeficiente de variación "δ" es 0.20. El riesgo del comprador en el caso H'_1 es:

$$p\left(t_{est} \geq \frac{25 - 33.5}{6,71} = -1.267\right) = 32.1\%$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 5. Frecuencias acumuladas del estimador tipificado de la resistencia característica de la EHE para N = 6 determinaciones

valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada
–6,0000	0,0000	–5,0000	0,0008	–4,0000	0,0097	–3,0000	0,0729	–2,0000	0,3331	–1,0000	0,7981	0,0000	0,9926
–5,9000	0,0001	–4,9000	0,0011	–3,9000	0,0121	–2,9000	0,0869	–1,9000	0,3754	–0,9000	0,8364	0,1000	0,9955
–5,8000	0,0001	–4,8000	0,0014	–3,8000	0,0150	–2,8000	0,1032	–1,8000	0,4201	–0,8000	0,8703	0,2000	0,9974
–5,7000	0,0001	–4,7000	0,0018	–3,7000	0,0186	–2,7000	0,1218	–1,7000	0,4670	–0,7000	0,8996	0,3000	0,9986
–5,6000	0,0001	–4,6000	0,0023	–3,6000	0,0229	–2,6000	0,1430	–1,6000	0,5155	–0,6000	0,9243	0,4000	0,9992
–5,5000	0,0002	–4,5000	0,0030	–3,5000	0,0281	–2,5000	0,1671	–1,5000	0,5650	–0,5000	0,9445	0,5000	0,9996
–5,4000	0,0003	–4,4000	0,0038	–3,4000	0,0343	–2,4000	0,1941	–1,4000	0,6146	–0,4000	0,9604	0,6000	0,9998
–5,3000	0,0004	–4,3000	0,0049	–3,3000	0,0417	–2,3000	0,2242	–1,3000	0,6635	–0,3000	0,9726	0,7000	0,9999
–5,2000	0,0005	–4,2000	0,0061	–3,2000	0,0505	–2,2000	0,2574	–1,2000	0,7110	–0,2000	0,9817	0,8000	0,9999
–5,1000	0,0006	–4,1000	0,0077	–3,1000	0,0608	–2,1000	0,2937	–1,1000	0,7561	–0,1000	0,9882	0,9000	1,0000

Para el hormigón "H'_3" hay que tomar un "K_n" en torno a 0.9. El riesgo del vendedor derivado del estimador "$x_1 + x_2 - x_3$" es:

$$p\left(t_{est} \le \frac{25-41.0}{8.20} = -1.951\right) = 35.4\%$$

Pero cómo está acotado inferiormente por "$K_n\, x_1$", este riesgo se reduce a:

$$p\left(K_n x_1 \le 25\right) = p\left(K_n(\mu + \sigma t_{est}) \le 25\right) =$$

$$= p\left(t_{est} \le \frac{\frac{25}{K_n} - \mu}{\sigma}\right) = p\left(t_{est} \le \frac{\frac{25}{0.9} - 41}{8.2} = -1.612\right) = 28.1\%$$

De lo que se deduce que el fabricante de un hormigón de resistencia ligeramente superior a la especificada es efectivamente penalizado si aumenta su variabilidad, *pero no sucede así con el hormigón de resistencia inferior a la estricta*, en el que si el fabricante incrementa su variabilidad puede aumentar notablemente la probabilidad de que se lo acepten; de hecho puede acercarse mucho al 50%.

8. CONCLUSIONES

Se ha expuesto un procedimiento para obtener analíticamente las funciones de densidad de probabilidad de los estimadores de resistencia a compresión propuestos en la Instrucción de hormigón estructural EHE. Esto permite calcular con certeza la media, varianza, mediana, sesgo y los cuantiles correspondientes al 2,5%, 5%, 95% y 97,5 % de cada distribución, así como calcular intervalos de confianza para el estimador; de tal manera que si se acredita una serie temporal de estimaciones dentro de estos intervalos, no parece razonable rechazar la hipótesis de que el hormigón tenga una resistencia característica al menos igual a la especificada.

Tabla 6. Frecuencias acumuladas del estimador tipificado de la resistencia característica de la EHE para N = 8 determinaciones

valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada	valor tipificado	frecuencia acumulada
–5,0000	0,0001	–4,0000	0,0022	–3,0000	0,0385	–2,0000	0,3008	–1,0000	0,8407	0,0000	0,9980
–4,9000	0,0001	–3,9000	0,0030	–2,9000	0,0492	–1,9000	0,3503	–0,9000	0,8787	0,1000	0,9990
–4,8000	0,0001	–3,8000	0,0042	–2,8000	0,0624	–1,8000	0,4036	–0,8000	0,9105	0,2000	0,9995
–4,7000	0,0002	–3,7000	0,0056	–2,7000	0,0784	–1,7000	0,4600	–0,7000	0,9361	0,3000	0,9998
–4,6000	0,0003	–3,6000	0,0076	–2,6000	0,0977	–1,6000	0,5184	–0,6000	0,9559	0,4000	0,9999
–4,5000	0,0004	–3,5000	0,0101	–2,5000	0,1206	–1,5000	0,5777	–0,5000	0,9707	0,5000	1,0000
–4,4000	0,0006	–3,4000	0,0134	–2,4000	0,1476	–1,4000	0,6365	–0,4000	0,9813	0,6000	1,0000
–4,3000	0,0008	–3,3000	0,0176	–2,3000	0,1790	–1,3000	0,6935	–0,3000	0,9886	0,7000	1,0000
–4,2000	0,0012	–3,2000	0,0231	–2,2000	0,2149	–1,2000	0,7473	–0,2000	0,9933	0,8000	1,0000
–4,1000	0,0016	–3,1000	0,0299	–2,1000	0,2556	–1,1000	0,7967	–0,1000	0,9962	0,9000	1,0000

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Del estudio se deduce que el estimador dado por:

$$f_{cest} = 2\frac{x_1 + x_2 + \ldots + x_{n-1}}{n-1} - x_n; \qquad (24)$$
$$x_1 \le x_2 \le x_3 \le \ldots \le x_{n-1} \le x_n$$

tiene siempre mayor varianza y sesgo que cualquiera de las determinaciones de resistencia, ordenadas de menor a mayor, que sirven para su cálculo. *Es decir, parece que usando más datos, se obtiene una estimación menos precisa que utilizando uno sólo, pero debe tenerse en cuenta que para estimar un estadístico ordenado debe conocerse la totalidad de la muestra aunque no se opere algebraicamente con ella. En otras palabras, si se quiere estimar, por ejemplo, el segundo menor valor de una muestra de seis es absolutamente imprescindible conocer los cinco restantes. Los valores ordenados son variables aleatorias distintas a las variables aleatorias de muestreo, aunque numéricamente coincidan.*

Por esta razón se propone calcular factores "K_n" no sólo para el menor valor de la muestra que resulta ser, entre todos, el que mayor dispersión y sesgo tiene; sino también, por ejemplo, para el penúltimo valor "x_2". Con ello se obtendrían estimadores más eficientes y simétricos.

La asimetría de los estimadores, reflejada por su sesgo, tiene una importante consecuencia de orden práctico: aunque el estimador sea centrado en la resistencia característica, pequeñas fluctuaciones en torno al hormigón "estricto" afectan de desigual manera a cliente y productor. Esto explica, en parte, que el límite inferior al estimador (24), dado por "$K_n x_1$" en la Instrucción, actúe con relativa frecuencia en la práctica, dado que es igualmente centrado pero tiene notablemente menos dispersión y sesgo. Además, la simetría favorece la posibilidad de asimilar la distribución resultante a una normal con la misma media y desviación típica.

Por otro lado, se señala cómo, en el caso de un hormigón de resistencia inferior a la estricta, un incremento en la variabilidad aumenta de forma muy importante el riesgo del comprador, aspecto éste que no ha sido tratado en la Instrucción EHE ni en sus predecesoras. En general, tanto el riesgo del comprador como el del vendedor pueden tomar valores excesivamente altos.

Todo lo anterior debe enmarcarse en una discusión eminentemente constructiva y orientada a mejorar la Instrucción en este aspecto el cual, de todas maneras, es mucho mejor que el preconizado, por ejemplo, en el proyecto de norma europea ENV 206: "Hormigón. Comportamiento, fabricación y conformidad" que plantea, entre otros aspectos, esperar a disponer de ¡35! resultados obtenidos en un periodo superior a tres meses para estimar la desviación típica, necesaria para evaluar el criterio de conformidad en producción continua".

Finalmente, hay que señalar que la "resistencia característica del hormigón" es un concepto que solamente puede existir en relación a un proceso determinado para su obtención; y en este sentido será ciertamente distinta la resistencia característica estimada que se obtenga en la práctica del promedio de dos probetas, que la que se obtenga del promedio de tres probetas, tal como se estipulaba en la EH - 91.

BIBLIOGRAFÍA

1. ARNAIZ VELLANDO, G. "Introducción a la Estadística teórica". Ed. Lex Nova. Madrid, 1986.

2. COMISIÓN PERMANENTE. "Resistencia Característica y Control de Calidad". Mº de Obras del Hormigón Públicas. Madrid. 1975.

3. COMISIÓN PERMANENTE. "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón del Hormigón en masa o armado. EH - 73". Mº de Obras Públicas. Madrid, 1973.

4. COMISIÓN PERMANENTE. "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH - 91". Mº de Obras Públicas. Madrid, 1991.

5. COMISIÓN PERMANENTE. "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón estructural. EHE". Mº de Fomento. Madrid, 1999.

6. GUMBEL, E.J. "Statistics of extremes". Columbia University Press. London- New York, 1958.

7. MARTÍN JADRAQUE, V. "El método de simulación y la resistencia característica del hormigón". Revista de Obras Públicas. Madrid. Mayo y Junio, 1971.

8. DOU MAS DE XEXAS, J. Comentario al artículo: "El método de simulación y la resistencia característica del hormigón", de Martín Jadraque, V. Revista de Obras Públicas. Madrid. Septiembre, 1971.

9. LÓPEZ SAIZ, J. M. Comentario al artículo: "El método de simulación y la resistencia característica del hormigón", de Martín Jadraque, V. Revista de Obras Públicas. Madrid. Octubre, 1971.

10. MARTÍN JADRAQUE, V. "Un estimador de la resistencia característica del hormigón". Revista de Obras Públicas. Madrid. Abril, 1972.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Daños estructurales producidos por el terremoto de Kocaeli, Turquía, del 17 de agosto de 1999

Structural damages produced by the Kocaeli earthquake, Turkey, August 17th 1999

Alex H. Barbat
Universidad Politécnica de Cataluña
Barcelona, España

Omar D. Cardona
Universidad de los Andes
Bogotá, Colombia

RESUMEN

El terremoto de Kocaeli, ocurrido recientemente en Turquía, ha producido uno de los desastres naturales más graves del Siglo XX. Se puede concluir de manera preliminar que este sismo afectó principalmente edificaciones construidas en los últimos veinte años, a lo largo de una prospera franja industrial y turística de no más de 15 kilómetros a cada lado de la traza de la falla geológica de Anatolia. Miles de edificios entre cuatro y ocho pisos colapsaron, causando la muerte de un número aún desconocido de personas y que podría superar los 30.000. Los centros urbanos más afectados han sido Yalova, Gölcük y Adapazarı. En este último, se produjo la licuefacción del suelo en un área extensa, lo que significó que muchas edificaciones se hundieran, se inclinaran o incluso volcaran. Los daños en las construcciones se deben en su mayoría a deficiencias en la práctica de la construcción (configuraciones estructurales desaconsejadas, inadecuada calidad de los materiales, incorrecta disposición o detallado del acero de refuerzo) junto con la falta de control. Se pudo verificar que las dimensiones de los pilares y de las vigas han sido insuficientes y que la mayoría de las configuraciones del entramado estructural no obedecen a sistemas estructurales adecuados para zonas sísmicas, aunque Turquía ha contado desde hace varias décadas con normativas de construcción reconocidos a nivel internacional por su adelanto técnico. La manera frágil y súbita del fallo de muchas de las estructuras ubicadas en esta zona ilustra que la existencia de disposiciones sismorresistentes no es una garantía de seguridad por si sola, si no se cumple y aplica dicha normativa y si no hay ética en los profesionales; situación que se repite aparentemente en muchos lugares del mundo.

SUMMARY

The Kocaeli earthquake, occurred recently in Turkey, produced one of the most severe natural desasters of the xxth century. A preliminary conclusion can be drawn that this earthquake mostly damaged structures built in the last twenty years along a prosperous industrial and turistic area extending 15 km on both sides of the Anatolian seismic fault. Thousands of buildings with four to eight stories collapsed, causing the death of a still unknown number of persons, which could exceed 30.000. The most damaged urban centers were Yalova, Gölcük and Adapazarı. In this last one, soil liquefaction occurred in an extensive area, having as a consequence that numerous buildings sank, tilted or overturned. But most of the buildings were damaged due to deficiencies in the construction practice (careless structural configuration, inadequate material quality, inappropriate detailing of the reinforcement), together with the lack of control. Although Turkey has since many decades ago building codes internationally recognized for their technical progress, the size of the columns and beams of the dammaged structures was insufficient and the greater part of the structural systems was not adequate for seismic areas. The fragile and sudden collapse of many of the buildings in the area shows that the existence of good seismic codes is not a guarantee of structural safety, if the code is not applied with professional ethics, fact wich occurs in many places in the world.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

I. DESCRIPCIÓN DEL SISMO

1.1 Localización geográfica

El 17 de agosto de 1999, a las 3:01 a.m. hora local (1:39.80 UTC), ocurrió un terremoto de 7.4 M_W en la zona Noroeste de Anatolia (40.70° N, 20.99° E). Dicho suceso causó graves daños en las ciudades de Yalova, Gölcük (zona epicentral) y otras pequeñas localidades a lo largo de la costa del Mar de Marmara, pertenecientes a la provincia de Kocaeli (1.2 millones de habitantes), de la cual es capital Izmit. Igualmente, fue afectada de manera muy severa la ciudad de Adapazari, capital de Sakarya, ubicada al Este del lago Sapanca (Figura 1). El sismo afectó principalmente poblaciones de una amplia zona industrial y turística de Turquía, localizadas a lo largo de la traza de la Falla Norte de Anatolia y algunos casos de colapsos puntuales se ocurrieron en ciudades más distantes, como Estambul, que se encuentra aproximadamente a 100 km de la zona epicentral.

El terremoto fue registrado por la red del observatorio sismológico de Kandilli, Estambul, y por otras redes del mundo. La red NEIC del USGS le asignó a este terremoto una magnitud 7.8 M_S y 6.3 M_b. Se produjo un número importante de réplicas, causando el colapso de un número significativo de edificios que habían quedado debilitados por la acción del sismo principal.

1.2 Sismología y tectónica

El epicentro del terremoto ha sido localizado a 11 km al Sureste de Izmit, a una profundidad de 17 km. Esta localización indica que el terremoto ocurrió en uno de los segmentos de la Falla Norte de Anatolia que, en la actualidad, es uno de los sistemas de fallamiento de deslizamiento lateral derecho más estudiados y bien entendidos del mundo. Se estima preliminarmente, por observaciones en el campo de la traza de la falla en superficie, que la longitud de ruptura es aproximadamente de 110 km, con un desplazamiento horizontal lateral derecho entre 2 y 3 m, y con un desplazamiento vertical que alcanza en algunos sitios entre 3 y 4 m. Esta ruptura, llena una brecha o silencio sísmico pronosticado por la clara migración progresiva desde el año 1939 de sismos de Este a Oeste a lo largo del sistema de fallamiento (Stein *et al.* 1997), con once sismos con magnitudes mayores o iguales a 6.7. Los terremotos sobre la Falla Norte de Anatolia son causados por el movimiento hacia el Norte de la Placa de Arabia contra la Placa Euroasiática, deslizando la microplaca de Turquía hacia el Oeste. Desde el punto de vista sismológico, el suceso tuvo una magnitud significativa que permite lograr registros telesísmicos adecuados a grandes distancias y estudiar de manera fiable la directividad, la longitud de ruptura y otros parámetros característicos que seguro serán publicados próximamente. La propagación de réplicas indica por su ubicación que la ruptura de la falla va desde el Oeste de Yalova hasta el Este de Adapazari. El sismo principal se sintió también en ciudades fuera de la línea de falla, por ejemplo en Ankara, a 320 km. Sin embargo, con excepción de algunos daños puntuales registrados en varias localidades, tales como Izmit, Bursa, Düzce, Iznik o Avcilar, el sismo podría decirse que solo afectó de manera significativa una franja de no más de 30 km a cada lado del alineamiento de falla, aparentemente debido a una atenuación relativamente alta.

1.3 Registros de aceleración

Si se tiene en cuenta que la extensión de la ruptura de la falla y la magnitud del sismo fueron significativas, las aceleraciones registradas durante el terremoto podrían considerarse como sorprendentemente bajas, pues no alcanzaron los 300 gal en roca o suelo duro. Sin embargo, es importante anotar que excepto Estambul, en las diferentes poblaciones afectadas solo se contó con una estación acelerográfica. Por lo tanto no se pueden descartar aceleraciones más severas en sitos específicos debido a condiciones de sitio particulares, que hubiesen podido producir la licuefacción del suelo, como en Adapazari (407 gal), o amplificar notablemente el movimiento sísmico (Figura 2). En algunas estaciones como las localiza-

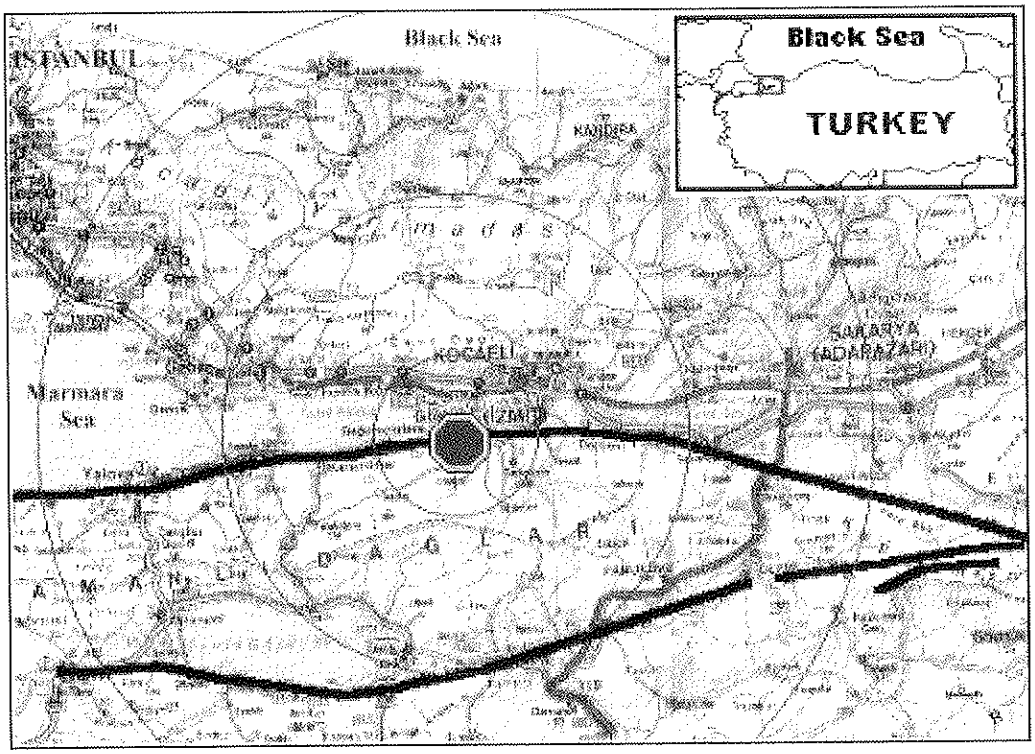


Figura 1. Localización de epicentro y alineamiento de la Falla Norte de Anatolia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

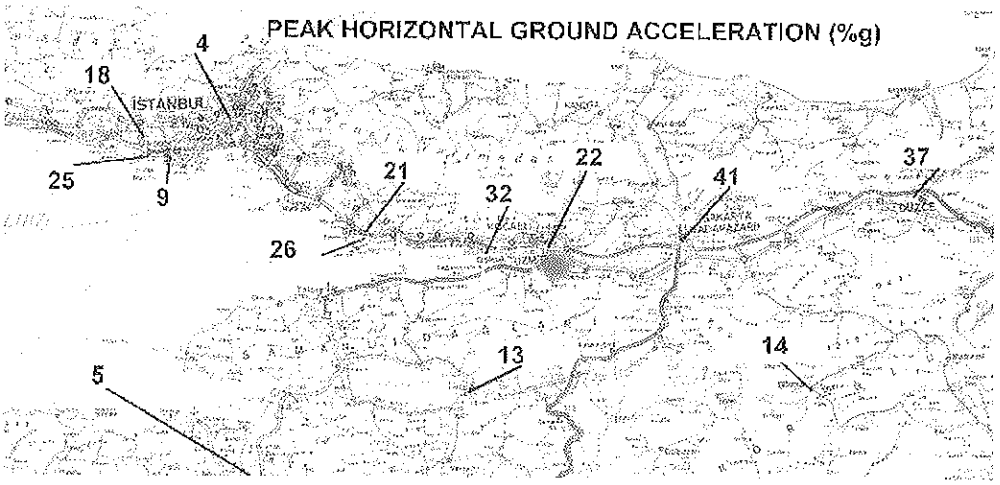


Figura 2. Valores de aceleración en %g registrados en la zona afectada.

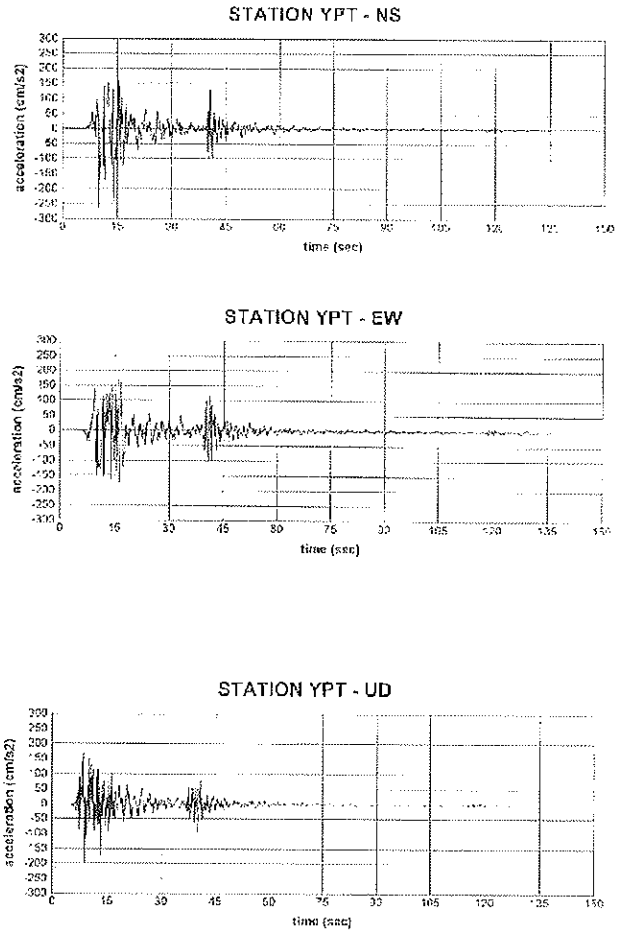


Figura 3. Registros de aceleración horizontal y vertical en la estación Yarimca.

das en Yarimca (322 gal) (Figura 3) y Düzce (374 gal), se evidenciaron efectos de campo cercano y directividad que caracterizan un suceso como el descrito.

Es importante considerar que el contenido frecuencial del sismo pudo haber tenido una influencia importante en la respuesta de las estructuras cuyos períodos de vibración se encontraban entre 0.5 y 1.0 seg, lo que explicaría en parte la concentración de daños y colapsos de los edificios de cuatro a ocho pisos, que constituyen la mayoría en la zona afectada (Figura 4). Esto también explicaría porqué edificios rígidos de uno y dos pisos, con períodos de vibración menores, no fueron afectadas de la misma forma. Este hecho sorprende, dado que un número importante de edificios de mampostería no reforzada de ladrillo o de adobe de tierra con refuerzos de madera no sufrieron daño.

Por tratarse de un sismo de campo cercano para edificaciones ubicadas cerca de la zona epicentral, la directividad y la energía sísmica contribuyeron de forma severa a que las edificaciones de cuatro o más pisos fallaran de manera frágil a nivel del primer piso. Una muy alta demanda de energía inelástica, que las estructuras no fueron capaces de absorber, explicaría porqué muchas edificios colapsaron perdiendo su

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

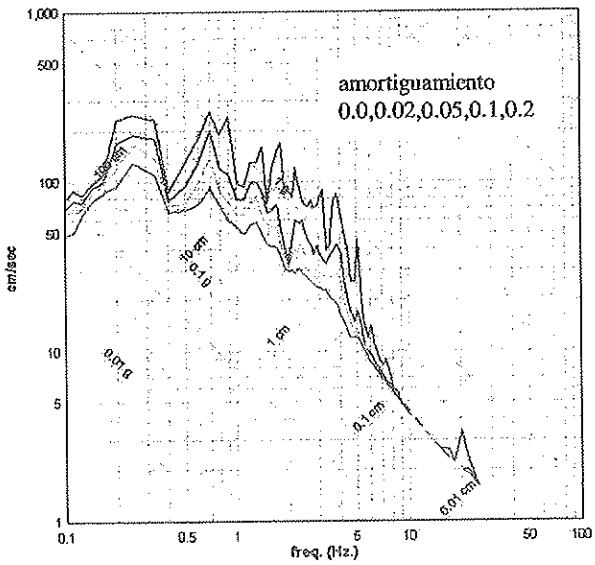


Figura 4. Espectro de respuesta para el registro de aceleración en Yarimca.

primera planta y en algunos casos la segunda, sin presentar mayores daños en los pisos superiores.

1.4 Efectos locales del terreno

El caso más evidente de efectos locales de carácter geotécnico, fue la licuefacción de suelos. En Adapazari una extensa área de la zona urbana sufrió dicho efecto por la acción del sismo, causando el hundimiento de no menos de 50 cm en promedio de cientos de edificios (Foto 1). Muchos de ellos se inclinaron debido a asentamientos diferenciales e incluso hubo un amplio número de casos de vuelco de edificios cuya cimentación era una losa relativamente superficial (Foto 2). Las tuberías de agua se rompieron debido a que las calles no se hundieron igualmente y por esta razón los primeros pisos se inundaron con aguas de las redes. Este fenómeno se observó en forma generalizada en Adapazari debido a que la ciudad se encuentra sobre depósitos aluviales arenosos sueltos y saturados hasta profundidades de 5 m, donde el nivel freático es muy superficial, entre 1 y 3 m, por la cercanía de dos ríos y el Lago Sapanca. Estos suelos, en ocasiones se encontraban sobre otros suelos de grava y arena más densos o debajo de rellenos artificiales de poco espesor (Erken 1999).

También se reportaron casos de licuefacción en Izmit y Yalova, cerca a la línea de costa, donde se observaron hundimientos, inclinaciones y colapsos de edificaciones. En estas localidades, los suelos arenosos sueltos se encontraban debajo de depósitos delgados de arcilla, e igualmente el nivel de agua freática se encontraba aproximadamente a 1 m de profundidad.

Otros efectos locales, tales como amplificación por suelo blando y amplificación topográfica, parecen evidentes en lugares como Avcilar, cerca a Estambul, y Düzce, donde las aceleraciones registradas así lo indican. Sin embargo, el desconocimiento de los tipos de suelos en la mayor parte de la zona afectada y la falta de registros acelerográficos no permiten establecer con certeza cuán generalizada pudo ser la amplificación sísmica. Queda la duda, no obstante, si en algunos casos los colapsos un tanto incomprensibles se pudieran explicar por condiciones locales del terreno desfavorables que pudieron amplificar notablemente el movimiento sísmico.

Foto 1. Edificio hundido cerca de 50 cm en Adapazari por licuefacción del suelo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

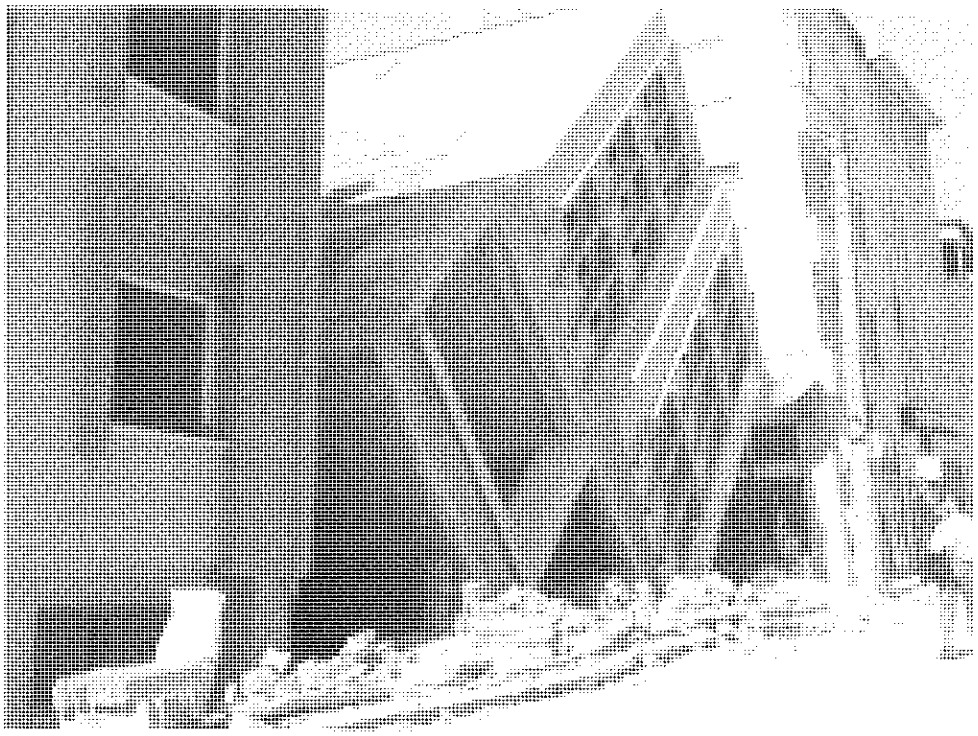


Foto 2. Edificio volcado por licuefacción del suelo y aceleración intensa en Adapazari.

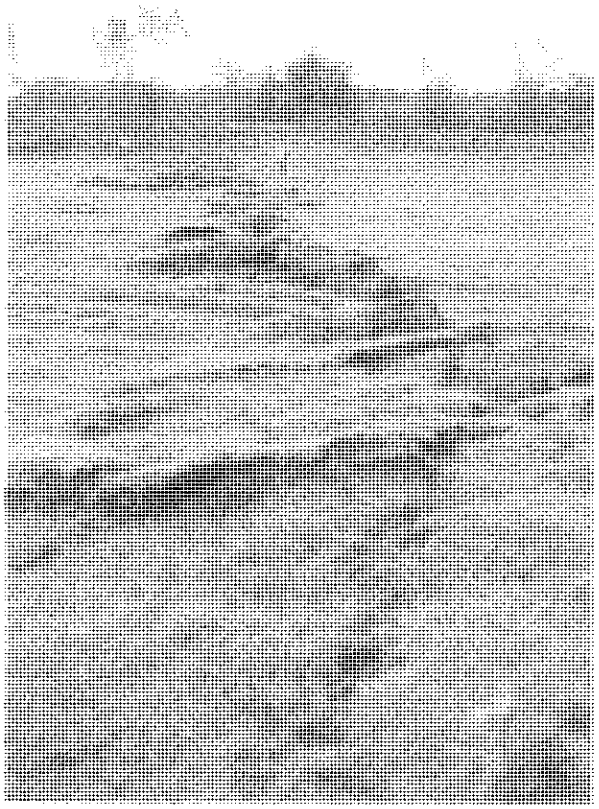


Foto 3. Traza en superficie de la falla de deslizamiento lateral derecho, USGS.

El movimiento de la falla en la superficie del terreno causó un número notable de colapsos y daños debido a las deformaciones excesivas del suelo tanto en el sentido horizontal como vertical (Foto 3). En su mayoría, los edificios que fueron cruzados por la traza o que se encontraban muy cerca a ella fueron dañados gravemente o colapsaron (Fotos 4 y 5).

1.5 Sismicidad y peligrosidad sísmica

La zona de Kocaeli ha sido afectada frecuentemente por terremotos que han producido daños. Existen datos históricos bien documentados de dieciocho sismos que desde el año 29 DC han afectado de manera significativa la zona, de los que existen descripciones detalladas de sus efectos. Durante el presente siglo, se pueden mencionar los sismos del 26 de mayo de 1957 y 22 de julio de 1967 que afectaron específicamente la misma zona afectada por el terremoto del 17 de agosto de 1999. Otros sucesos que han ocurrido en la vecindad son el del 20 de junio de 1943 (Ms 6.4) al Este de Adapazari, en Hendek, y el del 18 de septiembre de 1963 (Ms 6.4) en Yalova.

Desde los años 1970 se ha realizado un amplio número de estudios sobre la peligrosidad sísmica de Turquía, que hace de esta una de las zonas del mundo más estudiadas. Considerando catálogos sísmicos completos, antes de 1963 para M > 5.5 y después de 1963 para M > 4, los estudios más recientes, que tienen en cuenta leyes de atenuación cada vez más precisas, indican que la zona donde ocurrió el sismo tiene aceleraciones pico del suelo del orden del 0.5g, con un 10% de excedencia en 50 años (Figura 5) (Erdik *et al.* 1999). Para efectos de diseño sismorresistente, esta zona se encuentra en la Zona 1 (0.4g) de las cuatro establecidas en la normativa sísmica de Turquía, en la que las que las exigencias son las más rigurosas (Ministry of Public Works and Settlement of Turkey 1999).

2. EFECTOS DEL TERREMOTO

2.1 Daños en edificios

Los daños se concentraron en su mayoría en edificaciones relativamente modernas, construidas en los últimos veinte años. El desarrollo de la región en ese período ha sido notable

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

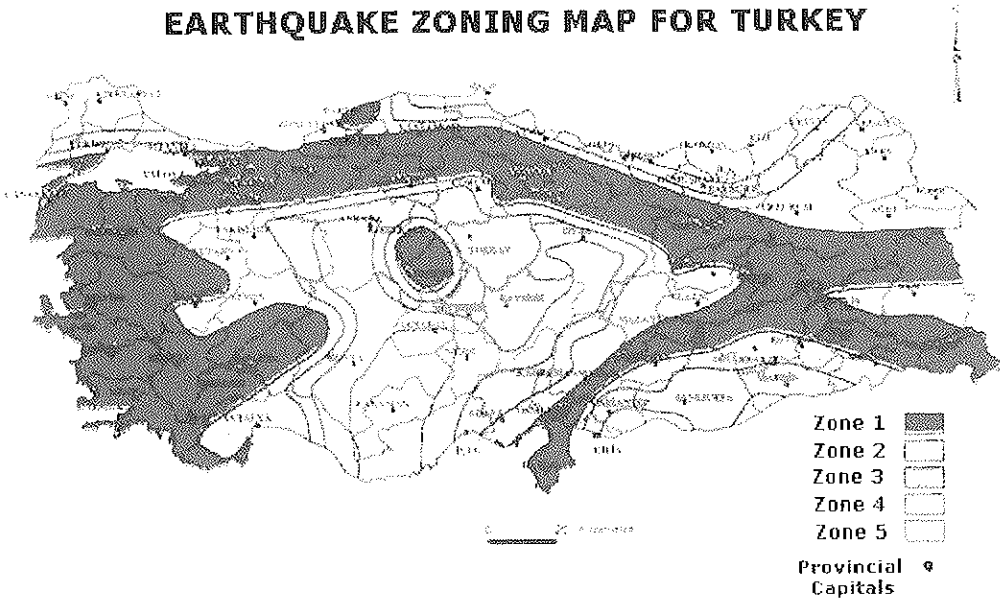


Figura 5. Mapa de zonificación sísmica de la normativa sísmica de Turquía.

Foto 4. Polideportivo en Gölcük, atravesado por la traza de la falla.

debido a la política de industrialización y estímulo al turismo, lo que se ha traducido en un crecimiento muy importante de la población y en la construcción acelerada de edificios. Éstos se caracterizan en su mayoría por ser estructuras porticadas de hormigón armado de 4 y 5 pisos, y llegando en algunos casos hasta 8 pisos, ubicados a lo largo de la costa del Mar de Marmara y en las cercanías del Lago Sapanca (Fotos 6 y 7).

Curiosamente, a diferencia de otras zonas del mundo, no existe en el área afectada por el terremoto un uso extensivo de edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo o adobe, dado que el incremento de población en la zona es muy reciente. Los pocos edificios de mampostería no reforzada que se encuentran en la zona, sorprendentemente, no presentan daños o éstos son menores.

A continuación se examinan las principales causas de los daños o colapso en los edificios de hormigón armado.

2.1.1 Calidad de los materiales

Un amplio número de edificios se construyeron con materiales de muy mala calidad. El acero de refuerzo utilizado en

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Foto 5. Cimentación del polideportivo elevada por subsidencia del suelo.

Foto 6. Vista de edificios de varios pisos colapsados en la zona afectada.

la práctica totalidad de las estructuras es acero liso no dúctil de baja resistencia (2.100 kg/cm^2), con una capacidad de elongación que posiblemente no alcanza a superar el 5%, valor muy por debajo del exigido por las normativas actualmente vigentes en diferentes países del mundo como valor mínimo para el acero en zonas sísmicas (Foto 8). Este aspecto de especial importancia para garantizar un comportamiento dúctil y una alta capacidad de disipación de energía inelástica, fue el gran ausente en este terremoto, posiblemente debido a que la introducción del acero corrugado de alto porcentaje de elongación ha sido reciente. El fallo frágil del acero fue posible identificarlo en un amplio número de casos, donde se podía ver sin dificultad el refuerzo expuesto de los elementos estructurales. Por otra parte, la corrosión del acero ha

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Foto 7. Edificios de varios pisos perdieron las primeras plantas.

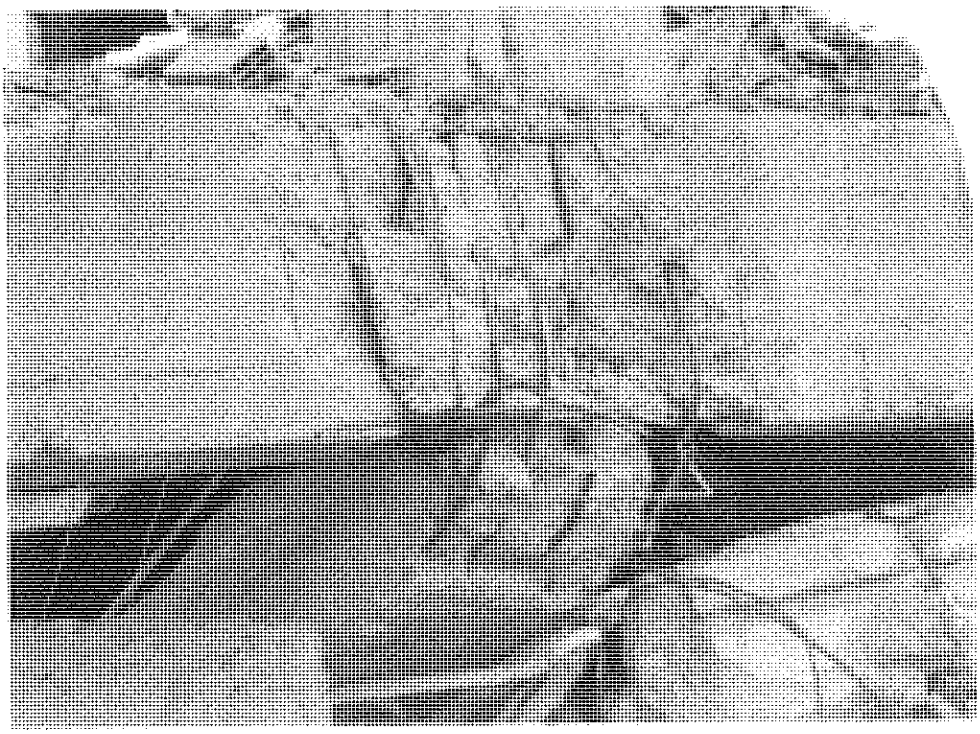


Foto 8. Nudo viga-pilar con acero liso insuficiente y de baja ductilidad.

sido generalizada en la zona y se debe a la falta de recubrimiento que es una consecuencia de las dimensiones insuficientes de dichos elementos. Este hecho pudo detectarse no sólo en los edificios dañados sino también en estructuras en proceso de construcción, en las que el acero queda expuesto en ocasiones, sin recubrimiento de hormigón alguno; y esto en una zona en la que ambientalmente, por su contenido de salinidad, no podría esperarse otra cosa que un acción corrosiva acelerada (Foto 9). Es importante indicar también que sólo se observaron redondos de diámetros menores, lo que es típico en el caso del acero liso y de baja resistencia (Foto 10).

También fue posible detectar, a primera vista, que la calidad del hormigón es bastante pobre. Sólo a principios de los años

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

80 se inició el uso de hormigón preparado en planta hormigonera, el cual se utiliza actualmente en un 40% de las construcciones. Es decir, en la mayoría de los casos el hormigón se realiza en la obra y su control de resistencia es deficiente. No sólo los valores de resistencia son bajos sino que su dispersión es muy alta. Infortunadamente, en muchas edificios en proceso de construcción se pudo comprobar que los elementos estructurales quedan mal vibrados y que el hormigón no alcanza a llegar a todos los sitios del encofrado, quedando además zonas de mayor concentración de agregado y poco cemento. Posiblemente esto se debe a las dimensiones de los pilares y de las vigas que son insuficientes y a que no se uti-

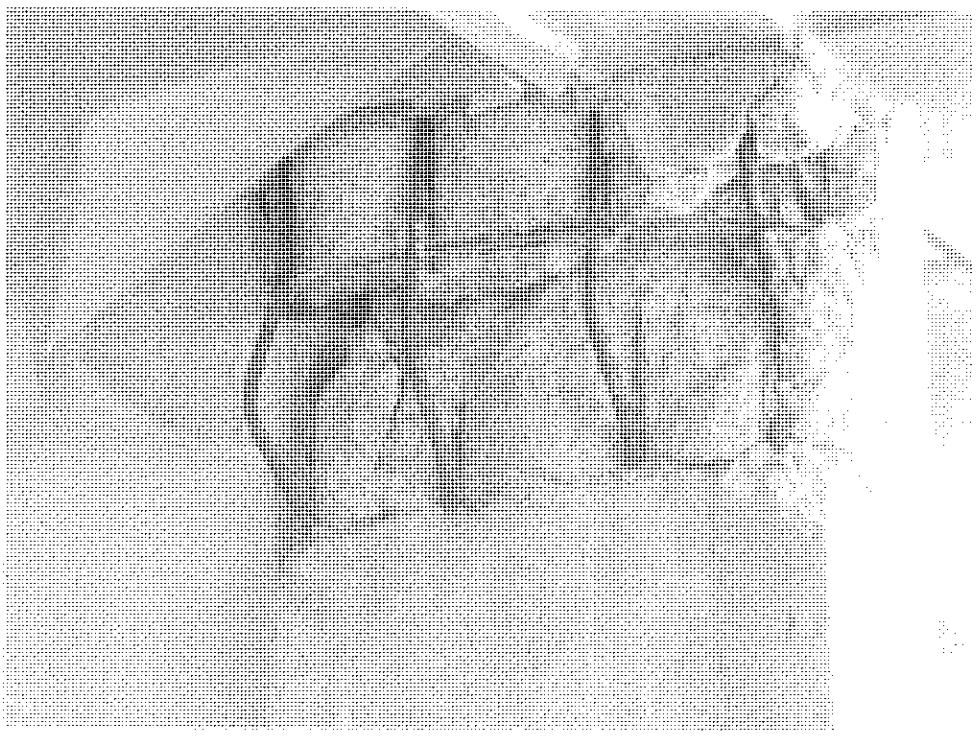


Foto 9. Pilar fallado con poco acero trasversal y alta corrosión.

Foto 10. Fallo de pilar donde se puede apreciar poco acero de refuerzo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

lizan técnicas adecuadas de vibración del hormigón una vez colocado (Fotos 11 y 12).

2.1.2 Control y supervisión

Se puede deducir que las edificaciones afectadas, en su mayoría, se han proyectado y construido sin un control de calidad adecuado y un debido seguimiento o supervisión de la obra. Existe consenso entre los especialistas locales que el control no ha sido suficiente y que incluso es preocupante que las edificaciones se construyan con mano de obra muy deficiente en términos técnicos. Aparentemente, la posibilidad de poder cubrir con acabados arquitectónicos las estructuras que claramente dejan ver que su construcción ha sido deficiente, se ha convertido en una alternativa poco ética de algunos profesionales para evitar demoliciones o la reparación de ele-

Foto 11. Estructura en construcción donde se detecta la falta de recubrimiento.

Foto 12. Estructura en construcción donde se aprecia la falta de vibrado del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

mentos estructurales que en la construcción no han quedado adecuadamente. De acuerdo con las indagaciones realizadas, no se hace ningún tipo de prueba de resistencia del hormigón ni del acero ni se hacen los ensayos que se exigen habitualmente en las normativas o reglamentos de construcción para la supervisión técnica.

2.1.3 Configuración estructural

La mayoría de los edificios afectados por el terremoto no cumplían los requisitos de la normativa de construcción sismorresistente. Turquía tiene una normativa de construcción sismorresistentes desde 1940, y ésta se ha actualizado técnicamente a lo largo de los años. La última actualización se realizó oficialmente en julio de 1998 por el Ministerio de Obras Públicas y Asentamientos Humanos, por lo que no ha existido ningún descuido en mantenerse al día en materia de diseño sismorresistencia. Sin embargo, es totalmente evidente que dicha normativa no se ha aplicado debidamente. Las disposiciones actuales, como posiblemente las anteriores, indican, por ejemplo, que la dimensión mínima de un pilar no puede ser menor de 25 cm y que el área mínima de la sección no debe ser inferior a 750 cm^2, situación que no se cumple en las edificaciones construidas en la zona. Es común encontrar pilares en los que el ancho de la sección rectangular tiene 15 cm o, en el mejor de los casos, 20 cm, posiblemente con el fin de que éstos tengan un espesor similar al de los tabiques divisorios (Foto 13).

Esta circunstancia indica que los pilares son excesivamente esbeltos, hecho aun más grave en la primera planta de los edificios que frecuentemente es de mayor altura que las demás, posiblemente con el fin de promover su uso para comercios. Ahora bien, el otro lado de la sección de los pilares es usualmente de 40 cm o 50 cm, lo que da una apariencia de notable rigidez, particularmente en edificaciones de dos y tres pisos. Sin embargo, la debilidad y esbeltez del pilar en la otra dirección ha contribuido notablemente a que muchos edificios fallaran por insuficiencia de rigidez. Este hecho lo agravó, en muchos casos, la circunstancia de que los entrepisos de los edificios fueran losas planas o placas aligeradas muy delgadas (Foto 13), lo que contribuyó a darles una mayor flexibilidad y por lo tanto mayor deformación frente a cargas laterales, dado que no hubo una acción de pórtico resistente a momento. En consecuencia se puede firmar que hubo innumerables casos de inestabilidad local o global por efecto P-Delta. También ha sido generalizado el uso de losas de hormigón armado construidas en el sitio, con un grosor máximo de 10 cm entre las vigas y de 5 cm en los voladizos de balcones, con vigas en algunos casos relativamente altas, de 40 cm, propensas al pandeo lateral debido a que el ancho de su sección no superaba en ningún caso los 15 cm. Se observó el pandeo lateral debido a la debilidad de la unión en los nudos con los pilares, a los que las vigas llegaban frecuentemente en forma excéntrica (Fotos 14 y 15). Por otra parte, es importante destacar que en la mayoría de los casos, los pilares no conforman junto con las vigas pórticos bien definidos en un plano, es decir que las vigas en ocasiones se apoyan sobre otras vigas y que los pilares no se encuentran alineados. Estos aspectos parecen ser una práctica común que se ha repetido en la construcción informal a pesar de que la normativa de construcciones desestima este tipo de prácticas, castigándolas como irregularidades de configuración para el análisis y diseño. Es importante mencionar que a un número significativo de edificaciones les falló el primer piso por la ausencia de muros de cortante que evitaran la acción del efecto de piso débil o blando y en muchos casos por el fallo de los

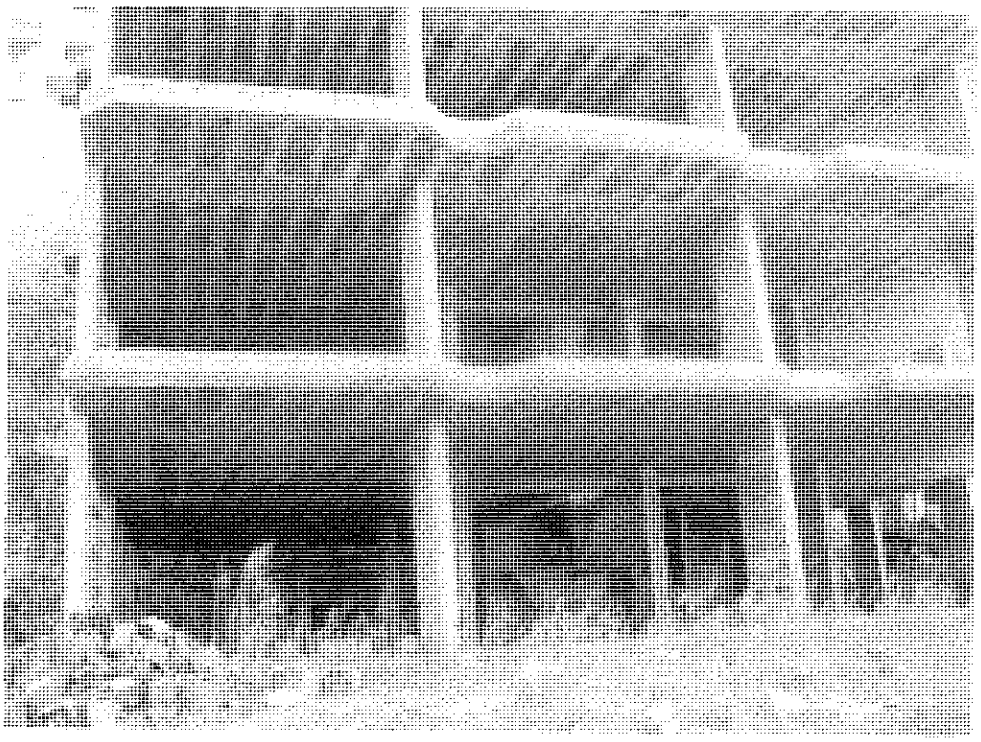


Foto 13. Elementos estructurales de dimensiones insuficientes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

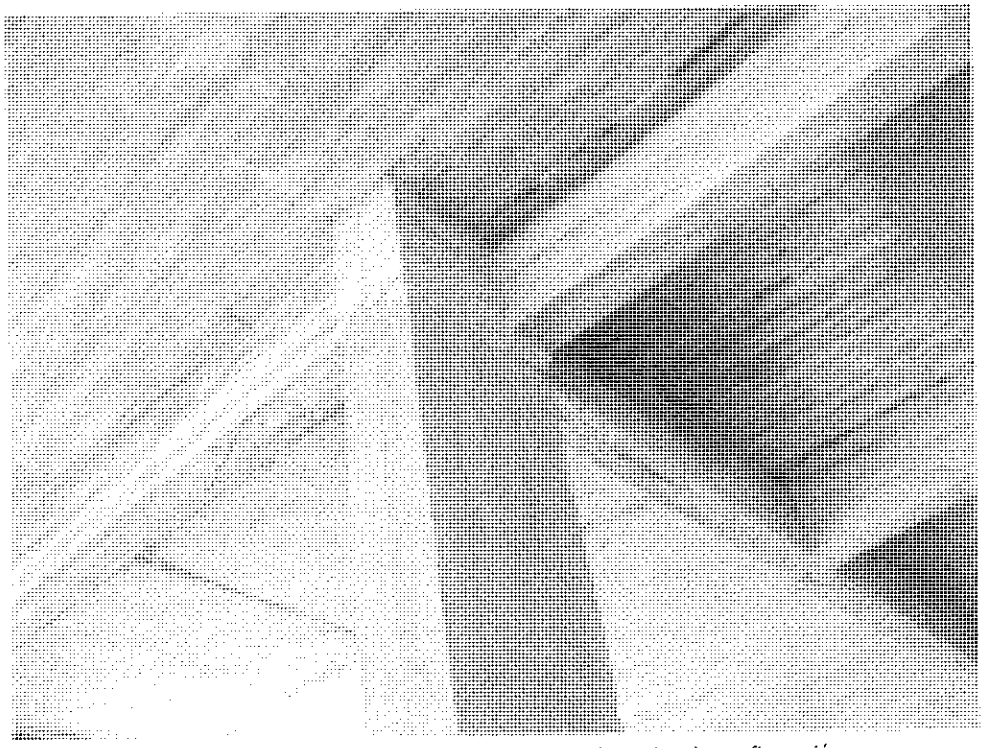


Foto 14. Vigas excéntricas llegando a un pilar y deficiencias de configuración.

Foto 15. Mala configuración estructural de entramados que forman pórticos.

muros construidos habitualmente sin conexión alguna a la estructura y con ladrillo de perforación horizontal que es altamente frágil o quebradizo.

Aunque se podría decir que algunos de los edificios tenían el sistema resistente formado por pórticos con tabiques de ladrillo, o incluso por muros de mampostería de ladrillo confinada, en realidad, debido a la disposición arquitectónica de los pilares, en muchos casos los muros de la periferia del edificio no quedan confinados por los pórticos; esto significa que los muros o tabiques no solamente pueden caerse fácilmente sino que no contribuyen aportar rigidez a la estructura (Foto 16).

Una práctica muy perjudicial, aparentemente promovida por las autoridades políticas y sin ningún control, ha sido la de

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

construir nuevos pisos superiores sobre estructuras existentes. Dicha construcción, que se realiza de manera formal o informal, cambia el comportamiento de la estructura original que, desde su inicio, podría decirse que ya es deficiente para resistir las cargas laterales causadas por sismos. En el caso de estructuras prefabricadas de hormigón armado, usualmente construidas para naves industriales, también pudieron detectarse graves deficiencias en las conexiones. La falta de un diafragma a nivel de la cubierta facilitó que estas edificaciones colapsaran fácilmente cuando no contaban con arriostramientos laterales, tales como muros.

2.1.4 Disipación de energía

El desconocimiento o la no aplicación del código de construcciones es aun más evidente en la falta de un adecuado detallado del refuerzo. La insuficiencia del acero y su colocación descuidada en los pilares, vigas y nudos de las estructuras son sin duda las causas del fallo frágil y generalizado en los edificios de la zona afectada. La mayoría de los colapsos parciales o totales se debieron a un pésimo comportamiento de las estructuras, que no tuvieron un comportamiento dúctil que les permitiera disipar energía. La falta de acero transversal en vigas y pilares ha sido la constante en este tipo de edificaciones, donde por falta de confinamiento cerca de los nudos no fue posible que se desarrollara una capacidad de resistencia y disipación de energía frente a las solicitaciones sísmicas. Los estribos eran insuficientes y usualmente se encontraban muy separados (Fotos 17 y 18). El gancho no doblaba a 135° sino a 90° lo que facilitó que los aros se abrieran y el acero longitudinal pandeara. De igual forma, se puede afirmar que el acero longitudinal fue insuficiente en su mayoría si se tiene en cuenta que en la gran mayoría de los edificios es liso y de baja resistencia. Errores de despiece se encontraron en muchas estructuras, en las que no se logró un adecuado desarrollo del refuerzo por falta de anclaje y adherencia (Foto 19).

Uno de los aspectos de mayor incidencia en el fallo frágil y súbito de las edificaciones ha sido la colocación precaria del acero en los nudos y la deficiencia de los mismos por su debilidad inherente, debido a la excentricidad de las vigas en su conexión con los pilares y por la falta de dimensiones adecuadas de los elementos estructurales (Fotos 20, 21, 22 y 23). En general, puede afirmarse que no hubo la capacidad de deformación sin fallo y que las estructuras fallaron súbitamente, sin disipar energía inelástica. Por esta razón, se presentó una situación poco usual después de la ocurrencia de un sismo: los edificios presentaban, en su mayoría, daños severos, que se traducen en muchos casos en un colapso, o no presentaban daños estructurales. Sólo en muy pocos casos se encontraron daños graves, moderados o leves, típicos de una respuesta estructural con alguna capacidad de disipación de energía. La mayoría de las edificaciones que sobrevivieron probablemente no excedieron el límite elástico de los materiales, lo que permite inferir que en muchos lugares las aceleraciones no fueron muy fuertes, tal como lo confirman los registros.

Es importante mencionar, no obstante, que en lugares cercanos a la zona epicentral donde el terremoto en términos de ingeniería podría considerarse de campo cercano, la directividad y el carácter impulsivo del sismo también contribuyeron a que no se alcanzara a desarrollar un mecanismo de disipación de energía, incluso en edificaciones competentes. El diagrama de radiación del sismo indica que las dos componentes de aceleración horizontal registradas coinciden en ser las más fuertes aproximadamente en el mismo instante, lo que significa un fuerte impacto sobre las edificaciones que impide desarrollar ciclos de histerésis, como resultado de la acción

Foto 16. Mampostería de ladrillo hueco sin conexión adecuada en la periferia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

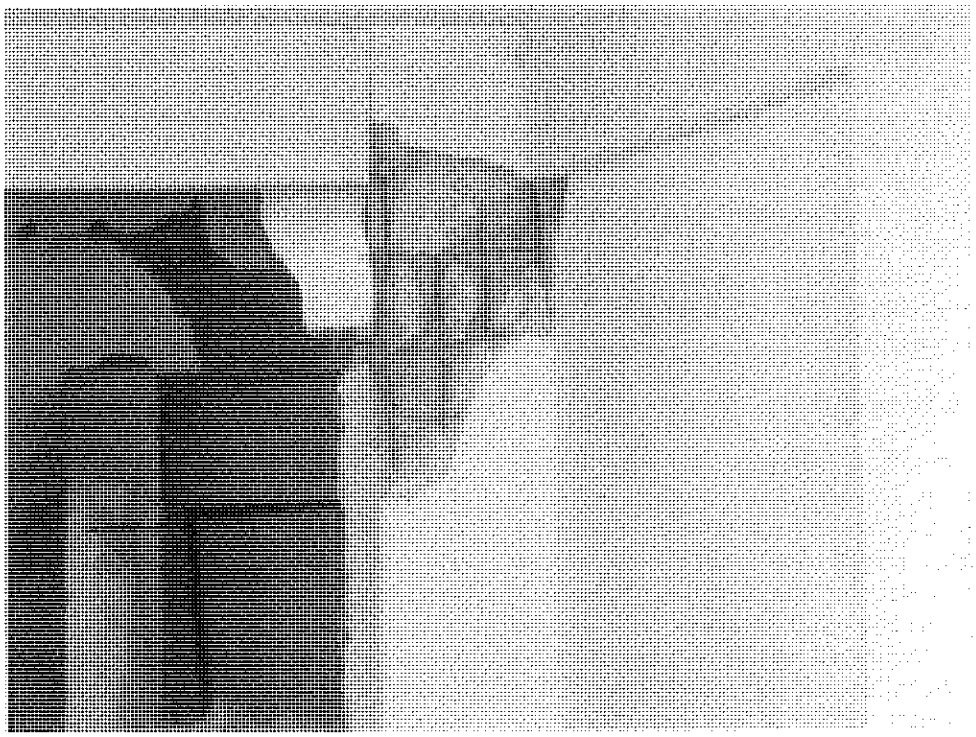


Foto 17. Pilar con poco confinamiento de acero transversal.

Foto18. La falta de acero transversal genera fallos frágiles por cortante.

alternada de esfuerzos debido a la vibración u oscilación de la estructura (Figura 6).

2.1.5 Informalidad de la construcción

A pesar de contar con una norma sismorresistente idónea, su desconocimiento, la falta de control y en algunos de ética profesional han contribuido significativamente a que las edificaciones sean altamente vulnerables. Tal como se mencionó antes, en la zona se han construido por emulación un número muy amplio de edificios sin la participación de ingenieros y arquitectos conocedores de la normativa y de los requisitos generales del diseño sismorresistente. Estos edificios, que a primera vista tienen una adecuada rigidez, la tienen habitualmente sólo en una dirección, siendo insuficiente en la otra, dado que los pilares son muy delgados y esbeltos. Sin duda, la práctica de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

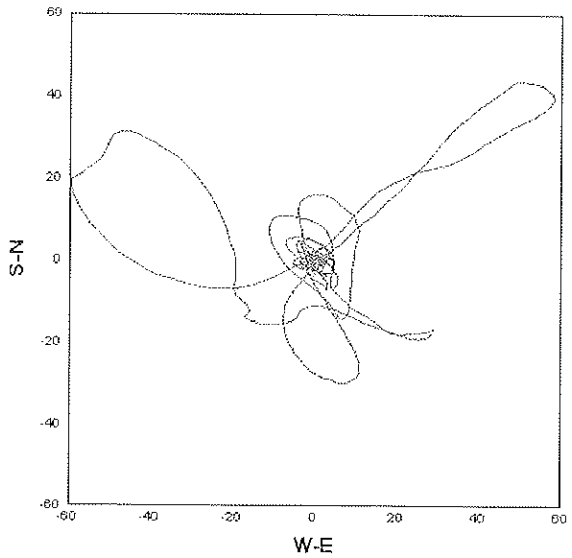


Figura 6. Ilustración de la simultaneidad de las componentes sísmicas horizontales. Estación YPT, terremoto de Kocaeli, 17.08.1999

construcción informal de edificios de hormigón armado no ha sido buena. Lamentablemente, la informalidad en la construcción en esta zona se ha fomentado incluso por políticos que han promovido la construcción de varios pisos adicionales sobre los edificios existentes. Este aspecto seguramente contribuyó al mal comportamiento de muchas edificaciones.

No deja de ser asombroso, sin embargo, que edificaciones antiguas de mampostería no reforzada de ladrillo, adobe y madera, incluso mezquitas y sus esbeltos minaretes no presentaran daños severos. Algunas de ellas están en muy buen estado. Además, es posible que el contenido frecuencial del sismo les haya favorecido. Algunos espectros de respuesta indican que la aceleración en edificaciones con períodos entre 0.4 s y 0.7 s pudo llegar a ser del orden del 0.7g, lo que podría explicar la concentración de daños en el rango de los edificios de hormigón armado del tipo mencionado.

Una de las mayores preocupaciones a nivel técnico en Turquía es la falta de una certificación de idoneidad profesional para el ejercicio del análisis y diseño estructural y la geotecnia. Dada la proliferación de facultades de ingeniería civil, algunos creen que el nivel de los profesionales ha bajado notablemente en los últimos años y que la experiencia de los proyectistas y constructores no es suficiente para emprender proyectos con la debida seguridad y fiabilidad. Seguramente este problema tendrá que ser considerado en conjunto con la necesidad de lograr un mayor control y vigilancia no solamente de la idoneidad de quién proyecta o construye, sino también de si quién construye es un profesional o no.

2.1.6 Planificación urbana

La no consideración de los peligros naturales en el ordenamiento territorial y la planificación de los usos del suelo urbano ha sido también un aspecto que ha contribuido notablemente a la extensión de los daños. La construcción sobre suelos con alta probabilidad de licuefacción, y sobre las trazas de la falla en superficie es una circunstancia que se podía haber evitado, pero que no ha sido debidamente considerada como un determinante del desarrollo urbano. En este desastre fue evidente que no es posible evitar los daños en las edificaciones cuando éstas son afectadas por deformaciones excesivas del suelo. La licuefacción del suelo afectó áreas urbanas extensas y el desplazamiento en superficie de la falla causó el

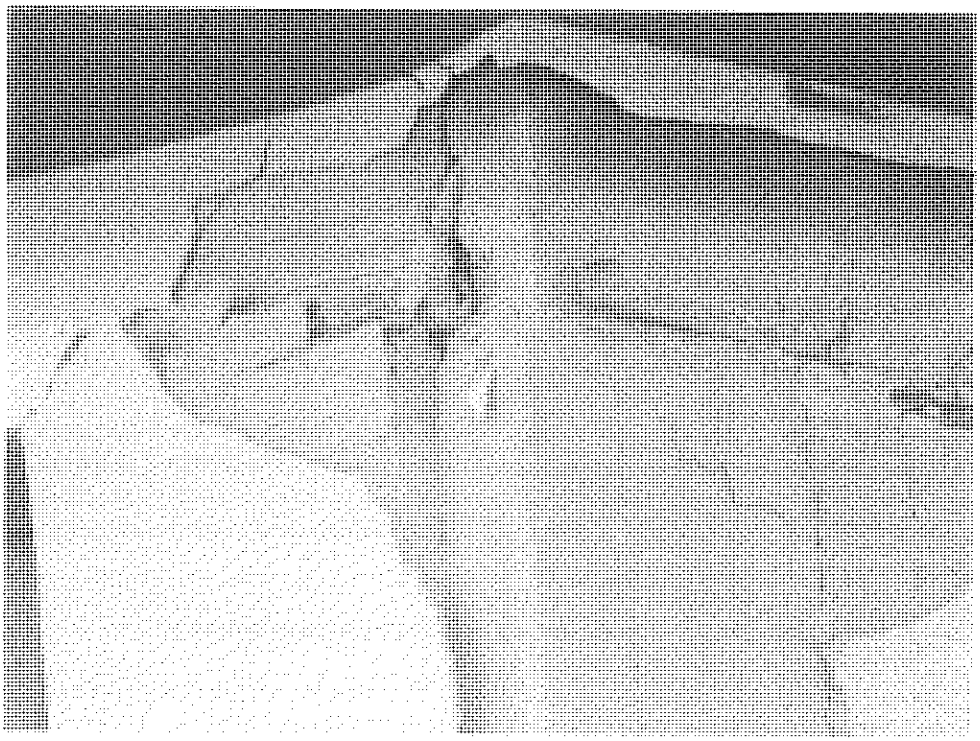


Foto 19. Deficiente detallado del refuerzo, falta de anclaje y de adherencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Foto 20. Edificio en construcción con rótulas plásticas y mecanismos de colapso.

Foto 21. Degradación en un nudo viga-pilar y formación de una articulación plástica.

colapso de innumerables edificios. Algunos consideran que el proceso de descentralización administrativa ha sido la causa de que la planificación regional, que antes la hacía el gobierno central con recursos humanos idóneos, se realice deficientemente o sencillamente no se realice. Dado que el crecimiento de la población y la construcción de edificios ha sido muy acelerada en los últimos años en la zona, se podría deducir que incluso para el gobierno central hubiese sido muy difícil controlar el asentamiento humano en lugares inadecuados, más si se sabe que existen fuerzas económicas y sociales relacionadas con la tenencia de la tierra que no son fáciles de neutralizar. Se espera que esta experiencia sirva para que se reoriente el desarrollo urbano y se tengan en cuenta los efectos sísmicos colaterales antes mencionados, en la planificación de los futuros programas de reconstrucción.

2.2 Daños en la industria

La zona afectada por el terremoto se caracteriza por su rápido desarrollo industrial en los últimos años. Allí se encuentran plantas petroquímicas, ensambladoras de automóviles, fabri-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

cas de papel, plantas de producción de acero, cemento, etc. La industria petroquímica de la zona del Mar de Marmara fue la más afectada por el terremoto. Se produjeron incendios en la refinería Tupras, en Korfez, en las afueras de Izmit, que duraron varios días. Daños importantes se registraron en instalaciones, torres, grúas y tanques que fallaron por a acción sísmica. Los costes de los daños en el sector se estiman en 2.000 millones de dólares estadounidenses, que en su mayor parte se encontraban asegurados. Los daños en la industria, tanto estructurales como no-estructurales seguramente serán objeto de estudios especiales debido a la imposibilidad del desarrollo normal de la actividad económica, especialmente preocupante en las condiciones en que las aceleraciones sísmicas no fueron muy fuertes.

2.3 Daños en líneas vitales

Los servicios públicos en la mayoría de las poblaciones del área fueron gravemente afectados. Un mes y medio después

Foto 22. Fallo frágil y súbito de nudo por falta de dimensiones adecuadas.

Foto 23. Edificio articulado en primera planta por mecanismo de rótulas plásticas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Foto 24. Traza de la falla que deteriora la calzada de una carretera.

del sismo aun permanecen algunos sitios sin agua potable, sin energía y teléfonos, debido a los daños locales. La central de 380 kV de Adapazari quedo fuera de servicio, pero pocos días después del suceso se puso en funcionamiento de nuevo. Debido a la licuefacción del suelo, las tuberías de agua se rompieron y cambiaron de pendiente en sitios como Adapazari. En relación con las vías de transporte, el paso estuvo restringido sólo por pocos días, mientras se llevaron a cabo las reparaciones respectivas. El movimiento de la falla causó la interrupción del tráfico de vehículos en varias vías, particularmente en Arifiye, en donde colapsaron dos puentes por pérdida de apoyo del tablero sobre los estribos y la traza de la falla rompió la calzada en varios sitios (Foto 24).

Igualmente, el tráfico ferroviario fue afectado notablemente por el daño de los rieles. Varios puertos sobre el Golfo de Izmit fueron afectados por licuefacción o por la deformación excesiva del suelo causado por la falla; el más importante de los puertos afectados fue la Base Naval de Gölcük. Algunos lugares de la costa bajaron varios metros, razón por la cual algunas calles, parques y muelles de embarcaciones menores se hundieron y fueron inundados por el mar.

2.4 Impacto social y económico

De acuerdo con la información oficial del General Directorate of Disaster Affairs of Turkey, las cifras de pérdidas indican que 15.135 personas perdieron la vida, pero se desconoce el número de desaparecidos que se estima puede ser una cifra del mismo orden de magnitud. Se atendieron 24.000 heridos en los hospitales. El número de afectados se calcula en 600.000 que perdieron su vivienda y sus espacios de trabajo. El terremoto causó daños moderados, graves y pérdida total a cerca de 120.000 unidades de vivienda, de las cuales 50.000 sufrieron daños graves o colapsaron. Se estima que 2.000 edificios colapsaron y 4.000 sufrieron daños severos, lo que significaría una pérdida económica directa de aproximadamente 5.000 millones de dólares. Los daños en la industria se estiman del orden de 2.000 millones de dólares. Los daños en vías y puertos se calculan en 1.400 millones de dólares y en general se estima que incluyendo otras pérdidas de carácter socioeconómico, las pérdidas pueden sumar 2.000 millones de dólares, con lo que el impacto total del sismo es del orden del 7% del PIB del país. Este terremoto afectó gravemente una de las zonas más prosperas de Turquía, de notable desarrollo industrial en los últimos veinte años y con un importante desarrollo turístico que se tradujo en una alta actividad de la construcción de edificaciones. Aun cuando los daños en la industria se encuentran aparentemente cubiertos en su totalidad por seguros, se estima que sólo un 8% de los daños en las edificaciones estaba cubierto por seguros.

Este suceso compromete de manera severa el desarrollo económico y social de Turquía, que en los últimos años ha realizado esfuerzos para lograr pasar a la categoría de país desarrollado. Infortunadamente, el impacto en la industria y el proceso de reconstrucción implicarán gastos que cambiarán las políticas y programas de gobierno y su nivel de endeudamiento, lo que se traduce en empobrecimiento, retraso por varios años de sus ambiciosos objetivos.

3. ENSEÑANZAS

Del desastre de Kocaeli en Turquía, quedan varias enseñanzas importantes para la ingeniería sísmica y la prevención de desastres:

- Se demostró de nuevo el peligro que representa para una región o un país el contar con un inventario de edificaciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

que no cumplen con los requisitos mínimos del diseño y construcción sismorresistente. Las edificaciones afectadas por este terremoto han sido en su mayoría estructuras de hormigón armado con elementos estructurales de dimensiones deficientes, con mala calidad del hormigón e insuficiente acero de refuerzo.

• Los principales daños en las estructuras se produjeron por esfuerzo cortante, debido al deficiente detallado del acero de refuerzo y a la falta de acero transversal y de confinamiento del hormigón en los elementos estructurales. Los fallos estructurales fueron de tipo frágil, lo que demostró una deficiente capacidad de disipación y absorción de la energía.

• Una lección muy importante para otros lugares del mundo es que tener un código de construcción sismorresistentes actualizado de acuerdo con el estado del conocimiento es una condición necesaria pero no suficiente. Además, debe de existir un control y supervisión que garantice que la normativa se aplica correctamente.

• Se ratificó la necesidad de tener en cuenta, en los planes de ordenamiento urbano y reglamentación de usos del suelo, los fenómenos sísmicos colaterales, como la licuefacción del suelo y las zonas de ruptura de fallas geológicas, con el fin de evitar que estas zonas sean urbanizadas.

• Una vez más, se ratificó la importancia de contar, a nivel de las ciudades, con programas interinstitucionales de mitigación de riesgos que involucren aspectos técnicos y científicos, de planificación y desarrollo, de educación e información pública y de preparación para atender emergencias y desastres.

• Muchas regiones y países del mundo tienen situaciones similares. Edificaciones con las mismas características que las hacen altamente vulnerables se han construido y se siguen construyendo en muchas ciudades del mundo. En esta ocasión ha sido Turquía la afectada, pero probablemente en los próximos años esta situación se repetirá en diversos otros lugares. Infortunadamente, para que ocurra un desastre sísmico no sólo se requiere que exista una alta peligrosidad sísmica, sino también una alta vulnerabilidad de las edificaciones, hecho que es habitual en zonas en las cuales la peligrosidad sísmica se considera poco importante.

4. AGRADECIMIENTOS

Este informe se realizó a partir de la experiencia directa de visitar la zona de desastre entre el 20 y el 27 de octubre de 1999, visita financiada por Calidad Siderúrgica, Madrid, España. Parte de la información aquí presentada ha sido facilitada por Istanbul Technical University, Civil Engineering Faculty.

– (http://Mantle.geop.itu.edu.tr/);

Maslak, Istanbul; Bogazici University Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute

– (http://www.koeri.boun.edu.tr/earthqk/earthquake.htm);

Istanbul; General Directorate of Disaster Affairs Earthquake Research Department of Turkey

– (http://www.deprem.gov.tr/);

Earthquake Engineering Research Institute

– (http://www.eeri.org);

United States Geological Survey

– (http://groundmotion.cr.usgs.gov/izm/) y

The Southern California Earthquake Center (SCEC)

– (http://www.scec.org/research/turkey.html).

Los autores desean expresar su especial agradecimiento a la profesora Esin Inan, sin cuya ayuda hubiera sido imposible organizar todo el trabajo realizado en Turquía. Asimismo, un especial reconocimiento a los profesores Faruk Karadogan, Atilla M. Ansal, Ayfer Erken de Istanbul Technical University y a los profesores Mustafa Erdik y Ozal Yuzugullu de Bogazici University Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute por las amables conversaciones mantenidas durante la estancia en Turquía. Igualmente, se agradece al Dr. Konuralp Girgin y la Ing. Pelin Gundes Bakir su ayuda en las visitas efectuadas a las áreas afectadas por el terremoto.

5. REFERENCIAS

[1] R. S. Stein, A. A. Barka y J. H. Dieterich, 1997. "Progressive failure on the North Anatolian fault since 1939 by earthquake stress triggering", Geophysical Journal International,1997, 128, 594-604.

http://quake.wr.usgs.gov/study/turkey/#background

[2] M. Erdik, Y. Alpay Biro, T. Onur, K. Sesetyan y G.Birgoren, 1999. "Assessment of earthquake hazard in Turkey and neighboring regions", Bogazici University Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Istanbul.

http://www.koeri.boun.edu.tr/earthqk/earthquake.htm

[3] A. Erken, 1999. "The effect of soil condition during Kocaeli earthquake", Intanbul Technical University, Civil Engineering Faculty, Maslak, Istanbul.

http://Mantle.geop.itu.edu.tr/.

[4] Ministry of Public Works and Settlement, 1999. "Specification for Structures to be Built in Disaster Areas: Part III - Earthquake Disaster Prevention" (Chapter 5 through Chapter 13), Issue 2.9.1997, Official Gazette No.23098, effective from: 1.1.1998, amended on: 2.7.1998, Official Gazette No.23390, Government of Republic of Turkey.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

CSIC

CEMCO i.e.t.c.c

XV CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCIÓN

Instituto Eduardo Torroja

SEMINARIOS

Desde el año 1956 el ***Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc)*** viene realizando, a través del Curso de Estudios Mayores de la Construcción, CEMCO, una labor de formación y difusión científico-tecnológica en el área de la construcción y sus materiales. Este curso MASTER, ya en su decimoquinta edición, se celebrará bajo el nombre *«Perspectivas de la Construcción y sus Materiales en el Siglo XXI»*.
El curso que tendrá lugar entre los meses de Febrero y Junio del año 2001, con un total de 500 horas entre clases teóricas y prácticas, se ha estructurado en las siguientes Áreas y Seminarios:

Área de materiales	S1: Conglomerados hidráulicos: Naturaleza, Comportamiento y Limitaciones.	20, 21 y 22 de Febrero
	S2: Materiales Inorgánicos en la Construcción para el Siglo XXI (Cerámicos, Vidrios, Piedra Natural y sus Composites).	26, 27 y 28 de Febrero
	S3: Nuevas Tendencias en el Campo de los Hormigones.	5, 6 y 7 de Marzo
Área de Estructuras y Durabilidad	S4: Materiales Compuestos Avanzados en la Construcción.	12, 13 y 14 de Marzo
	S5: Modelización y Análisis de Estructuras.	21, 22 y 23 de Marzo
	S6: Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales.	26, 27, y 28 de Marzo
	S7: Estructuras en ambientes Marinos. Vida Útil y Conservación	2, 3 y 4 de Abril
	S8: Durabilidad del Hormigón y Evaluación de Estructuras Corroídas.	17, 18 y 19 de Abril
	S9: Evaluación Estructural. Patología, Diagnóstico y Soluciones de Intervención;	25, 26 y 27 de Abril
	S10: Industrialización y Prefabricación en Edificación y Obra Civil.	7, 8 y 9 de Mayo
Área de Edificación y Medio Ambiente	S11: Papel del Sector Cementero y de la Construcción en la Gestión y Reciclado de Reisudos.	21, 22 y 23 de Mayo
	S12: Evaluación del Medio Ambiente Interior en las Edificaciones y Rehabilitación Medioambiental.	28, 29 y 30 de Mayo
	S13: Sistemas de Construcción para Cerramientos. Sistemas Innovadores. Documento de Idoneidad Técnica (DDT).	4, 5 y 6 de Junio
Área de Mantenimiento, Rehabilitación y Recuperación	S14: Patologías por la Humedad en la Edificación.	11, 12 y 13 de Junio
	S15: Restauración, Rehabilitación y Revitalización del Patrimonio.	18, 19 y 20 de Junio
	S16: Riesgos, Responsabilidades y Seguros en Construcción.	25 y 26 de Junio

El número de plazas para realizar los seminarios está limitado. El precio de cada seminario es de 65.000 ptas (391€), *IVA incluido.* Aquel que deseee una mayor información puede consultar: *http.//www.csic.es/torroja/cemco/Cemco.html* o solicitar el programa del Curso a:

CEMCO 2001, *Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja*
Att.: M.ª Carmen Díaz Periañez
C/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid. España
Tfno.: 34-91 302 04 40, Fax: 34-91 302 07 00, e-mail: carmendp@ietcc.csic.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Eurocódigo 2: Los documentos nacionales de aplicación

Eurocode 2: National application documents

José María Arrieta Torrealba

Antonio José Madrid Ramos

Concepción Velando Cabañas

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX
Ministerio de Fomento

RESUMEN

El presente artículo comienza con una exposición del ámbito en el que han surgido los Eurocódigos y de los pasos necesarios para su aplicación, aspecto este último donde aparecen los Documentos Nacionales de Aplicación. Seguidamente se expone el contenido del Eurocódigo 2 "Proyecto de Estructuras de Hormigón".

Tras definir este contexto, se expone el estudio comparativo realizado sobre los Documentos Nacionales de Aplicación de la Parte 1-1 del Eurocódigo 2 desarrollados por trece países europeos que participan en el programa de CEN, como paso previo a la elaboración del documento español.

Este estudio comparativo se ha centrado en cuatro aspectos: organización formal, comparación de los "valores de recuadro" propuestos por cada país, modificaciones introducidas y temas incorporados o ampliados.

Por último, se exponen la organización y los criterios seguidos en la redacción del D.N.A. español, que se va a publicar como Anejo 13 de la instrucción de hormigón estructural EHE.

SUMMARY

The present paper describes the genesis of structural Eurocodes, as well as the required stages for their application. To this end, so called NAD (National Application Documents) are to be developed.

Once this framework is defined, contents of Eurocode 2 "Design of Concrete Structures" are introduced.

As explained in the paper, previously to the development of the Spanish NAD, a comparative study of NAD's from 13 CEN members has been carried out. The following subjects are emphasised: formal organisation, "boxed values" adopted by each country, modifications and subjects added or extended.

Finally, organisation and basic criteria of Spanish N.A.D., which will be published as appendix 13 of the Spanish Code for the Design of Concrete Structures, EHE, are explained.

1. "LOS EUROCÓDIGOS", LA NORMATIVA ESTRUCTURAL EUROPEA

Los objetivos a cumplir con la creación de los Eurocódigos Estructurales estaban relacionados con la necesidad de que los trabajos de edificación e ingeniería civil cumplan con los requisitos esenciales de la Directiva de Productos de Construcción (DPC) así como para permitir el desarrollo de especificaciones técnicas armonizadas para los productos de construcción, con el fin de lograr un mercado común, facilitando el intercambio de los servicios de la construcción en el ámbito europeo, así como la exportación de tales servicios a terceros países.

Los *Eurocódigos Estructurales* nacieron cuando la Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de edificaciones y trabajos de ingeniería civil que sirviese, inicialmente, como una alternativa a las diferentes reglas vigentes en los distintos estados miembros y que, finalmente, las sustituyese, con el fin de eliminar las barreras técnicas existentes entre los diversos países.

En 1990 la CCE transfirió el trabajo del futuro desarrollo de los Eurocódigos al Comité Europeo de Normalización CEN, siendo el Comité Técnico CEN/TC250 el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales a partir de esta fecha.

En cada país miembro de CEN existe un comité paralelo al TC250, que centraliza todas las actividades nacionales relacionadas con los Eurocódigos y actúa como representante nacional ante CEN.

El proceso de elaboración de los Eurocódigos, hasta que llegan a constituir una norma en cada uno de los países miembros, es complejo. El proceso comienza con un borrador o prenorma, designado con las siglas prENV. Este borrador se redacta por grupos de trabajo formados por representantes y expertos de los países miembros. Su aprobación da lugar a una norma europea experimental ENV, que tras un período de prueba donde es utilizada por los técnicos de los diversos países con el fin de detectar las posibles mejoras y modificaciones que pueden introducirse en el texto pasa a ser norma europea EN. El último paso es la conversión en norma armonizada para todos los países miembros, es decir pasa a formar parte de su legislación por lo que resulta obligatorio su cumplimiento. Cada uno de los Eurocódigos y sus correspondientes partes se encuentra en una fase de este proceso, siendo el Eurocódigo 2 "Proyecto de Estructuras de Hormigón" uno de los más desarrollados.

En la actualidad se está trabajando en el desarrollo de ocho Eurocódigos Estructurales, cada uno de los cuales está formado por un determinado número de partes.

El Eurocódigo 1 contiene las bases de cálculo, donde se definen el formato general de seguridad, los diversos tipos de acciones, las combinaciones, los coeficientes parciales de seguridad, etc. En sus diferentes partes se cuantifican exactamente los valores de las distintas acciones, como peso propio, nieve, tráfico, viento, temperatura y otras.

El Eurocódigo 2 está dedicado al proyecto de estructuras de hormigón y contiene, entre otros apartados, las bases específicas de cálculo, especificaciones relativas a los materiales, la descripción de las normas de diseño y comprobación de este tipo de estructuras y reglas de detalle.

Los Eurocódigos 3 a 6 y 9 tienen una estructura parecida al 2, abordando cada uno de ellos todo lo referente al proyecto de estructuras elaboradas, respectivamente, con acero, estructuras mixtas hormigón-acero, madera, mampostería y aluminio.

Los Eurocódigos 7 y 8 son algo distintos; no analizan estructuras constituidas por un material determinado, sino que están relacionados con algunos tipos especiales de acciones. Así, el Eurocódigo 7 se ocupa de todo lo relativo a los aspectos geotécnicos en las estructuras, mientras que el 8 proporciona reglas para el proyecto de estructuras en zonas sísmicas.

2. LOS DOCUMENTOS NACIONALES DE APLICACIÓN D.N.A.

Una vez que se aprueba un documento como norma europea experimental (ENV) las fases previas necesarias para su aplicación en un país son su traducción al idioma del país y la elaboración de su Documento Nacional de Aplicación. Aparecen dos motivos por los cuales una norma experimental ENV no puede ser utilizada directamente.

Primeramente en los Eurocódigos en fase experimental se han asignado valores indicativos a algunas magnitudes que afectan a la seguridad y que están identificadas por [_] . Estas magnitudes se denominan "valores de recuadro". Serán las autoridades de cada estado miembro las responsables de asignar a estos elementos sus valores definitivos.

Por otra parte, en el momento de la publicación de la Norma Experimental ENV correspondiente, muchas de las normas de apoyo armonizadas, incluyendo algunos de los Eurocódigos, pueden no estar disponibles, resultando necesario recurrir a otro tipo de normativa.

Las dos misiones principales de los Documentos Nacionales de Aplicación son establecer los "valores de recuadro" con los que la norma se empleará en cada país y relacionar la normativa adicional necesaria para su aplicación.

3. EL EUROCÓDIGO 2 "PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN"

El campo de aplicación del Eurocódigo 2 "Proyecto de Estructuras de Hormigón" es el proyecto de edificaciones u obras de ingeniería civil de hormigón en masa, armado o pretensado. Este Eurocódigo trata los requisitos de resistencia, condiciones de servicio y durabilidad de las estructuras, así como aspectos relacionados con los materiales y la ejecución, aunque para el tratamiento exhaustivo de estos últimos aspectos remite a otras normas específicas de estos temas. Tampoco aborda este Eurocódigo el diseño en zonas sísmicas ni los aspectos relacionados con el comportamiento y las acciones del terreno, temas incluidos en los Eurocódigos 8 y 7, respectivamente.

Por otra parte, el Eurocódigo 2 no proporciona los valores numéricos de las acciones con los que se realizará el cálculo. Las acciones a considerar para aplicar el Eurocódigo 2 se dan en las diferentes partes del Eurocódigo 1 "Acciones sobre Estructuras", aplicable a los diferentes tipos de construcción.

El Eurocódigo 2 está dividido en cuatro partes en función de la tipología estructural. La Parte 1 contiene las reglas generales aplicables para todas las tipologías estructurales, además de las reglas específicas para edificación. Las otras tres partes proporcionan reglas específicas para los puentes de hormigón armado y pretensado (Parte 2) para las cimentaciones de hormigón (Parte 3) y para las estructuras de contención de líquidos (Parte 4).

A su vez la Parte 1 está dividida en varias subpartes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

- Parte 1-1 o Parte General, que contiene las reglas generales y las específicas para edificación con estructuras de hormigón armado y/o pretensado, de peso normal, elaborado in situ y con pretensado adherente.

- Parte 1-2, que incluye reglas adicionales para el proyecto de estructuras de hormigón sometidas a fuego.

- Parte 1-3, en la que se tratan los elementos prefabricados de hormigón.

- Parte 1-4, relativa a los hormigones elaborados con áridos ligeros.

- Parte 1-5, donde se incluyen reglas adicionales para el pretensado exterior y no adherente.

- Parte 1-6, que se ocupa de las estructuras de hormigón en masa.

La Asociación Española de Normalización y Certificación AENOR es la encargada de la publicación de los Eurocódigos. Para denominarlos se utiliza la nomenclatura UNE-ENV 199*X*-*Y*-*Z*, donde *X* representa el número del Eurocódigo, *Y* la parte del mismo y *Z* la subparte correspondiente.

4. ESTUDIO COMPARATIVO DEL DOCUMENTO NACIONAL DE APLICACIÓN DEL EC2 PARTE 1-1

El Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX (Ministerio de Fomento) ha realizado un Estudio Comparativo de los Documentos Nacionales de Aplicación del EC2 Parte 1-1 desarrollados en los países miembros del CEN, como paso previo a la redacción del D.N.A. del EC2 Parte 1-1 español.

Los Documentos Nacionales de Aplicación incluidos en el estudio corresponden a 13 países: Alemania, Finlandia, Gran Bretaña, Holanda, Irlanda, Italia, Noruega, Portugal, República Checa, Suiza, Francia, Bélgica y Austria.

Para la realización del análisis y posterior comparación de los D.N.A. se han considerado cuatro aspectos que reflejan las características principales de los documentos, poniendo de manifiesto sus similitudes y sus diferencias.

El primero de estos aspectos es la organización formal y el contenido del documento, donde se analiza su extensión, las partes que lo integran, el formato utilizado, la existencia de anexos, etc.

En segundo lugar se ha realizado una comparación de los "valores de recuadro" propuestos por cada país.

Como ya se ha comentado anteriormente la finalidad de los Documentos Nacionales de Aplicación es servir de acompañamiento al Eurocódigo, y permitir una aplicación efectiva del mismo, por lo que se incluyen comentarios aclaratorios, "valores de recuadro", etc., pero siempre sin variar los principios que conforman el documento principal. No obstante, algunos países incluyen divergencias o "desviaciones" a principios o reglas en sus D.N.A., sustituyendo métodos de cálculo, expresiones, valores que no se encuentran recuadrados, etc. Otro de los apartados del estudio comparativo analiza y estudia estas "desviaciones" para cada país.

En cuarto y último lugar se han recogido y analizado aquellos temas que se han incluido en los Documentos Nacionales de Aplicación de los diversos países bien porque no estaban tratados en la Parte General del EC2 o porque no lo estaban con la suficiente profundidad desde su punto de vista. En estas situaciones y en otras diversas los documentos referencian a otras normas nacionales o extranjeras, aspecto que también se ha recogido en el estudio comparativo.

4.1. Aspectos relativos a la organización formal

En este apartado se comparan las características más destacadas de la organización formal de los Documentos Nacionales de Aplicación de los países estudiados, como son la extensión, el formato, la presentación, etc.

Respecto al formato de los documentos existen dos variantes claras. Algunos países han elaborado el D.N.A. como un documento independiente del EC2 Parte 1-1, mientras que otros han realizado un documento conjunto, incluyendo el D.N.A. a modo de comentarios al texto de la Parte General del EC2.

Estas dos posibles maneras de organización presentan numerosas variantes, tantas como países estudiados, pero a grandes rasgos se ha realizado una subdivisión general atendiendo a los elementos comunes.

Dentro de los países cuyo D.N.A. es un documento independiente se pueden destacar dos tendencias. El 38% de los países incluyen conjuntamente en cada apartado (punto por punto, con la misma organización que el EC2 Parte 1-1) los comentarios, referencias a otras normas, "desviaciones", "valores de recuadro", etc. La otra tendencia, a la que pertenecen también el 38% de los países, presenta una organización más concisa y esquemática. Por una parte, se tratan los "valores de recuadro" y por otra las "desviaciones", referencias a otras normas, comentarios, etc. En la mayoría de los casos la organización es similar a la de la Parte 1-1 del EC2 (por apartados con su misma numeración) y tanto los "valores de recuadro" como las normas de consulta se presentan en forma de tabla.

Únicamente dos países han incluido el D.N.A. dentro de la Parte General del Eurocódigo 2 formando un solo documento, recurriendo a diversas técnicas para distinguir el texto del D.N.A. del texto principal.

Atendiendo a otros aspectos, es bastante habitual incluir comentarios sobre los antecedentes del EC2 Parte 1-1, su período de validez, el ámbito de aplicación, su forma de utilización, así como referencias a las normas citadas y a la bibliografía que puede consultarse. En el 30 % de los países estudiados se prohíbe expresamente el empleo simultáneo del EC2 Parte General y su D.N.A. con otras normas, en tanto no se permita expresamente en el propio D.N.A.

Respecto a la extensión, el 62% de los países ha realizado un D.N.A. breve y conciso, mientras que los documentos del

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

resto contienen largos comentarios, anejos y "desviaciones", que aumentan la extensión de los mismos.

4.2. "Valores de recuadro"

En este apartado se ha realizado un estudio de los "valores de recuadro" que cada país propone en su Documento Nacional de Aplicación, incidiendo en los que resultan diferentes de los valores indicativos contenidos en el EC2 Parte 1-1. Esto ha permitido detectar los "valores de recuadro" más discutidos (aquellos que más países han modificado) y los países que más porcentaje de valores han modificado.

Los porcentajes de "valores de recuadro" que cada país ha modificado se representan en la Tabla I.

Existe una relación directa entre el porcentaje de "valores de recuadro" cambiados y la cantidad de modificaciones o "desviaciones" que cada país realiza al documento. Por ejemplo, Francia es el país que más "valores de recuadro" ha variado y como se comentará mas adelante también es el que más "desviaciones" al EC2 Parte 1-1 ha introducido en su D.N.A.

TABLA I

País	"Valores de recuadro" modificados (%)
Francia	30.2
Finlandia	24.8
Holanda	22.5
Italia	14.7
Gran Bretaña	14.7
Bélgica	13.2
República Checa	10.8
Irlanda	10.8
Alemania	7.0
Noruega	6.2
Portugal	1.5
Suiza	0.8
Austria	0.0

Para detectar los "valores de recuadro" más modificados se analiza el porcentaje (%) de países estudiados que han modificado un determinado valor resultando la Tabla IIcomparativa, en la que la numeración de los apartados es la correspondiente al EC2 Parte 1-1.

A continuación se comentan las variaciones más significativas introducidas por los países en los "valores de recuadro" más modificados:

a) Coeficientes parciales de seguridad. 2.3.3.1. Tabla 2.2.

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones permanentes para el caso de efecto favorable no se han variado,

TABLA II

"Valores de recuadro"	Países (%)
2.3.3.1 Tabla 2.2 Coeficientes parciales de seguridad de acciones	61.5
4.1.3.3 Tabla 4.2 Recubrimientos mínimos	53.8
4.3.2.4.4 4.3.3.1.(6) Ángulo θ de bielas de compresión	53.8
2.3.3.1.(8) Combinaciones simplificadas	46.2
5.4.3.2.1.(4) Separación máxima de barras	46.2
2.3.3.2 Tabla 2.3 Coeficientes parciales de seguridad de materiales	38.5
4.3.2.3.(1) Resistencia de cálculo a cortante	38.5
5.4.2.2.(7) Separación longitudinal de estribos	38.5

excepto en un país donde se propone un coeficiente γ_G igual a 0.90. Para efectos desfavorables ningún país ha propuesto un coeficiente γ_G superior a 1.35, siendo varios los países que proponen su reducción hasta un valor de 1.20.

Para las acciones variables hay distintas combinaciones, pero todas ellas se mueven en un rango que va desde 1.00 a 1.50. Hay que resaltar el caso de Holanda, que incluye la comprobación de una hipótesis adicional con un coeficiente para las acciones permanentes γ_G mayor al básico pero sin incluir acciones variables.

Para el pretensado hay mucha variedad, pero en todos los casos los coeficientes se encuentran entre los valores límite dados por la Parte General del Eurocódigo 2, excepto en el caso de Francia, que propone un coeficiente parcial γ_P de 1.35 para los elementos en los que el pretensado se considera una acción exterior, siempre que este valor resulte más desfavorable. Comparando el resto de los D.N.A., el valor mínimo propuesto para el caso de efecto favorable es $\gamma_P = 0.9$ y el valor máximo para efecto desfavorable $\gamma_P = 1.2$.

b) Recubrimientos mínimos requeridos para hormigones de peso normal. 4.1.3.3 Tabla 4.2.

En este apartado no hay una tendencia clara. En hormigón armado, la mayoría de los países que han modificado los "valores de recuadro" han introducido diferencias de ±5 mm, a pesar de que en algún país se han dado diferencias de hasta 15 mm. Para el caso del pretensado, en todos los países que han cambiado el valor, se han aumentado los recubrimientos mínimos, oscilando dicho aumento entre 5 y 10 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

c) El ángulo θ entre las bielas de compresión del hormigón y el eje longitudinal de la pieza en cortante (4.3.2.4.4) y torsión [4.3.3.1 (6)].

Uno de los métodos propuestos por el EC2 para el cálculo a cortante es el método de las bielas de inclinación variable, en el que θ es el ángulo de inclinación de las bielas comprimidas, que debe estar comprendido dentro de un intervalo. En cortante la tendencia general adoptada por la mayoría de los países ha sido restringir más el rango de variación de la cotg θ, tanto para vigas con armadura longitudinal constante como para vigas con armadura longitudinal variable. Comparando los valores que se han modificado, el límite inferior de cotg θ varía entre 0.5 y 1 y el límite superior entre 1.5 y 2.5 para vigas con armadura longitudinal constante y entre 1.5 y 2 para vigas con armadura longitudinal variable. En la comprobación del estado límite último de torsión se repite esta tendencia, adoptando un rango de valores de θ más restringido. En este caso el límite inferior de cotg θ varía entre 0.5 y 1 y el superior entre 1.5 y 2.

d) Expresiones simplificadas de la combinación de acciones. 2.3.3.1 (8).

Dos países de los estudiados no permiten el uso de las combinaciones simplificadas de acciones incluidas en el Eurocódigo 2 Parte 1-1, mientras que en el resto de los países que modifican estos valores el criterio es variable; algunos proponen coeficientes menores y otros coeficientes mayores, en concordancia (en la mayor parte de los casos) con los valores de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones que también modificaron en el apartado 2.3.3.1.

e) Separación máxima de barras en losas macizas hormigonadas in situ. 5.4.3.2.1(4).

Todos los países que han modificado la separación máxima entre barras de las armaduras de flexión, tanto para la armadura principal como para la secundaria, han adoptado valores sensiblemente mayores a los propuestos en el Eurocódigo 2 Parte 1-1.

f) Coeficientes parciales de seguridad de las propiedades de los materiales. 2.3.3.2 Tabla 2.3.

En general, los países que han modificado los coeficientes parciales de seguridad de las propiedades de los materiales son aquéllos que introducen clases de proyecto en atención a diversos criterios, por lo que proponen distintos valores de los coeficientes para cada una de las clases.

Varios países disminuyen el coeficiente parcial de seguridad del hormigón γ_c para la combinación accidental, siendo Italia el único país que aumenta este coeficiente para la combinación fundamental (la correspondiente a situaciones de cálculo permanentes y transitorias) hasta un valor de 1.60 para hormigones armados y parcialmente pretensados.

Para el acero existen diferentes criterios, siendo destacable el aumento que introduce Noruega en los coeficientes parciales de seguridad proponiendo valores de 1.25 para la combinación fundamental y 1.10 para la combinación accidental.

g) Resistencia de cálculo a cortante en elementos que no requieren armadura de cortante. 4.3.2.3 (1).

En este apartado se distinguen tres aspectos. El primero de ellos es el factor de contribución de las tensiones normales a V_{Rd1} (colaboración del hormigón a la resistencia a cortante), valor modificado por Francia, que mantiene el valor de 0.15 si la tensión σ_{cp} es de compresión y lo eleva a 0.45 si es de tracción.

El segundo de ellos es el relativo al coeficiente de minoración del hormigón γ_c en la obtención de la resistencia tangencial de cálculo básica τ_{Rd}. La tendencia general es incluir en el valor de recuadro de este apartado el mismo coeficiente propuesto en el apartado 2.3.3.2 Coeficientes Parciales de Seguridad de los Materiales, excepto en el caso de Bélgica, que no admite la existencia de este coeficiente, ya que propone una formulación sensiblemente diferente para la resistencia de cálculo a cortante en elementos sin armadura de cortante.

Finalmente, para el coeficiente de corrección de la resistencia tangencial de cálculo básica τ_{Rd} según el canto de la sección, cada país ha realizado una propuesta diferente. Hay que destacar especialmente los casos de Bélgica (adopta un valor $K=1+(200)^{1/2}/d$) y Francia, país en que para algunos casos el coeficiente K puede llegar a ser 2.5 veces superior al valor recomendado por el EC2 Parte 1-1.

h) Separación longitudinal máxima de series sucesivas de estribos o armaduras de cortante. 5.4.2.2.(7).

La mayoría de los países que modifican estos "valores de recuadro" unifican las tres condiciones que propone el Eurocódigo según el valor de la solicitación V_{Sd} en una sola, permitiendo una separación longitudinal máxima entre planos de estribos sensiblemente mayor a la incluida en la Parte General del EC2.

Para finalizar el estudio comparativo de los "valores de recuadro", en la Tabla III se incluyen aquellos temas generales en los que se han modificado más "valores de recuadro", con el fin de resaltar los aspectos más controvertidos para los que un mayor número de países propone "valores de recuadro" distintos a los del documento base.

4.3. Modificaciones al contenido del EC2 Parte 1-1 "desviaciones"

Dentro del ámbito de un Documento Nacional de Aplicación sólo es posible introducir modificaciones en los denomi-

TABLA III

Tema	Países (%)
4.1. Requisitos de durabilidad	39.6
2.3. Requisitos de diseño	23.3
2.5. Análisis	19.0
6.2. Tolerancias	16.7
4.3. Estados límites últimos	15.6

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

nados "valores de recuadro"; sin embargo, algunos países realizan cambios en formulaciones, valores de cálculo, etc., fuera de este contexto, originando lo que en el estudio comparativo se han denominado "desviaciones".

Para realizar la comparación de las "desviaciones" que han introducido los países al EC2 Parte 1-1 se han agrupado las más frecuentes por temas generales. Conviene aclarar que las "desviaciones" que se van a comentar a continuación no son las únicas, existen muchas más, pero en este apartado únicamente se incluyen aquéllas que los países han introducido con más frecuencia en sus correspondientes D.N.A.

Las "desviaciones" más comunes se refieren a los siguientes temas:

- Cortante y punzonamiento (46 % de los países).
- Recubrimientos del hormigón (31 % de los países).
- Acciones, combinación de acciones y coeficientes parciales de seguridad (23 % de los países).
- Solapos (23 % de los países).
- Prohibición de alambres lisos en elementos pretesos (15 % de los países).
- Los anejos no tienen valor normativo (15 % de los países).
- Determinación del módulo de elasticidad del hormigón (15 % de los países).

A continuación se comentan brevemente cada uno de estos temas:

a) Cortante y punzonamiento (4.3.2 y 4.3.4).

Este es el apartado donde más modificaciones se han incluido, especialmente en la formulación del cortante. Afectan a numerosos aspectos: cuantía de armadura, limitación del valor máximo de la resistencia de cálculo básica a cortante τ_{Rd}, expresiones de V_{Rd2} y V_{Rd1}, etc., además de enmiendas a la totalidad remitiendo a sus normas nacionales en algunos casos.

b) Recubrimientos del hormigón (4.1.3.3).

En lo referente a los recubrimientos del hormigón, varios países han añadido valores mínimos de recubrimiento para circunstancias en las que se adopten condiciones especiales. En general estas "desviaciones" no son significativas, excepto en el caso de Finlandia, que remite a su normativa para todo lo relacionado con los recubrimientos del hormigón.

c) Acciones, combinación de acciones y coeficientes parciales de seguridad (2).

Dos países, Francia y Bélgica, han remitido a su normativa nacional para algunos de los siguientes aspectos: valores característicos de las acciones, valores representativos y factores de combinación ψ_i. Por otro lado, un país prohíbe la aplicación de las combinaciones de acciones simplificadas {2.8(a)} y {2.8(b)}.

d) Solapos (5.2.4).

Tres países han incluido en sus D.N.A. "desviaciones" variadas referentes al empalme de armaduras mediante solapo. Algunas de las más significativas se refieren a los empalmes en los elementos sometidos a tracción, al cálculo de la longitud de solape, al porcentaje máximo admisible de armaduras solapadas en una misma sección y a los solapos de mallas electrosoldadas de barras lisas.

e) Prohibición de alambres lisos en elementos pretesos (4.2.3.5.6).

El EC2 Parte 1-1 no introduce ninguna limitación para la utilización de alambres lisos en elementos pretesos, mientras que dos países prohíben expresamente su uso.

f) Los anejos no tienen valor normativo.

El 15 % de los países estudiados no reconocen el valor normativo de los anejos y los consideran como informativos.

g) Determinación del módulo de elasticidad del hormigón (3.1.2.5.2).

Finlandia sustituye la expresión de cálculo de E_{cm} del EC2 Parte 1-1 por una nueva formulación, mientras que Bélgica corrige el valor del módulo obtenido con la expresión del EC2 mediante un factor dependiente del tipo de árido utilizado, aumentándolo para áridos porfídicos y disminuyéndolo para áridos calcáreos.

4.4 Temas que completan el contenido del Eurocódigo 2 Parte 1-1

Cada uno de los países estudiados ha detectado en el EC2 Parte 1-1 algunos temas o aspectos que no han sido tratados con la profundidad necesaria, o que no han sido incluidos y que, según su opinión, deberían incorporarse.

En algunos casos se trata de temas que en la actualidad aparecen en otras partes del EC2 o en otros Eurocódigos, pero que no estaban disponibles en el momento de la redacción del D.N.A. correspondiente.

Cada país incorpora esta información en su D.N.A., distinguiéndose dos formas básicas de realizarlo:

1) Incluyendo referencias a normas (habitualmente las del propio país) para completar o añadir los apartados correspondientes.

2) Incluyendo nuevos artículos, ampliando los existentes o añadiendo anejos al Documento Nacional de Aplicación.

La mayoría de los países utiliza ambas modalidades, aunque en algunos casos predomine muy claramente una sobre la otra.

Al igual que para la comparación de las "desviaciones", se han agrupado por temas los aspectos no tratados que mayor

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

número de países han incluido en sus D.N.A., tanto explícitamente como haciendo referencia a otras normas. Conviene aclarar que los temas que se van a comentar a continuación no son los únicos, sino que existen muchos más.

TABLA IV

Tema	Países (%)
Armaduras pasivas y activas	62 %
Temas incluidos por ausencia de documentos	54 %
Normas para la ejecución y tolerancias en la construcción	46 %
Propiedades del hormigón	39 %
Reglas generales de ferrallado	39 %
Control de calidad	39 %
Elaboración y ensayos de uniones soldadas	31%
Clases de proyecto	23 %
Anclaje de armaduras	23 %

A continuación se comentan las ampliaciones más significativas introducidas por los distintos países:

a) Armaduras pasivas y activas.

En general, los comentarios y referencias a otras normas están relacionados con las características y propiedades de los materiales y su clasificación, aunque algunos países realizan una llamada en general sobre el tema y se refieren a sus normas en todo lo referente a las armaduras pasivas y/o activas.

b) Temas incluidos por ausencia de documentos.

Varios países incluyen comentarios, anexos y llamadas a normativas en sus D.N.A. sobre determinados temas que en el momento de elaboración del mencionado documento no estaban disponibles en la normativa europea. Muchos de estos países especifican claramente que estos comentarios, anejos, etc. únicamente serán válidos hasta la publicación de la normativa europea correspondiente.

Dentro de este apartado se incluye la comprobación de las estructuras frente a fuego, los valores característicos de acciones, las propiedades del hormigón, las propiedades de las armaduras pasivas y activas, la comprobación a fatiga, las normas de ejecución y el control de calidad.

c) Normas para la ejecución y tolerancias en la construcción.

La normativa europea que desarrolla el tema de la ejecución de las estructuras de hormigón se encuentra todavía en fase de borrador por lo que numerosos países remiten a su propia normativa hasta la publicación de la misma.

d) Propiedades del hormigón.

La Euronorma que regula las propiedades del hormigón, denominada ENV 206, ha sido una norma muy discutida, que se encuentra todavía en un proceso de profunda revisión. Esta realidad ha provocado que numerosos países recurran a sus normativas nacionales para los aspectos relacionados con este tema.

e) Reglas generales de ferrallado.

En este apartado se han incluido numerosos comentarios y llamadas referidos a diversos temas relacionados con el ferrallado. En general, todos los países se refieren a temas concretos, especialmente a las disposiciones de armado en losas, zapatas y ménsulas, al doblado y desdoblado de armaduras pasivas y al tema de los empalmes.

f) Control de calidad.

Dado que la Parte General del Eurocódigo 2 es muy breve en este apartado y no hay Euronormas que desarrollen este tema, varios países remiten a su propia normativa con el fin de completarlo.

g) Elaboración y ensayos de uniones soldadas.

Sobre este tema existen dos tendencias claras. Por una parte, Alemania hace una llamada a sus normas para el tema en general, mientras que el resto de los países tratan cuestiones concretas: soldadura de las armaduras pasivas, anclaje de armaduras mediante barras transversales soldadas, soldadura por cordón continuo, etc.

h) Clases de proyecto.

Hay tres países que incluyen en sus D.N.A. las clases de proyecto: Francia, Finlandia y Noruega. Las clasificaciones son diferentes en cada caso y se basan en distintos criterios. Francia distingue tres clases de construcciones (convencionales, industriales y especiales), según las cargas a que se ven sometidas, mientras que Finlandia las divide en dos clases, dependiendo del nivel del control de calidad siendo, en este caso, los coeficientes de seguridad función de la clase de la construcción. En el caso de Noruega, las clases de proyecto dependen del tipo de supervisión del proyecto, del control de la ejecución y de los daños previsibles en caso de fallo de la estructura.

i) Anclaje de armaduras.

Existen varios países que amplían y completan los artículos dedicados a los métodos de anclaje, tratando temas como el anclaje de la armadura transversal de vigas, el anclaje mediante barras transversales soldadas o dispositivos mecánicos, etc.

5. EL DOCUMENTO NACIONAL DE APLICACIÓN ESPAÑOL

El Documento Nacional de Aplicación español para el EC2 Parte 1-1 se ha elaborado como un texto independiente del

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Eurocódigo 2, cumpliendo las pautas establecidas para la redacción de este tipo de documentos, esto es, introduciendo modificaciones únicamente en los "valores de recuadro". El criterio básico que ha presidido su redacción ha sido el respeto a los postulados del Eurocódigo, haciéndose llamadas a referencias externas únicamente para aquellos temas no tratados en el mismo.

Con relación a la estructura del documento, éste se inicia con una introducción, en la que se describen brevemente los antecedentes y el proceso de elaboración de la norma UNE-ENV 1992-1-1 y del propio D.N.A., seguida por un apartado en el que se establecen los objetivos del Documento Nacional de Aplicación y su ámbito de aplicación.

En el apartado siguiente se recogen los valores de las magnitudes en recuadro en los que se introduce alguna modificación para su aplicación en España. Únicamente se han introducido cambios o matizaciones en ocho "valores de recuadro", correspondientes en su mayoría a reglas de detalle para soportes, vigas y losas.

A continuación, el D.N.A. incluye una lista de normativa de referencia, donde se relacionan las normas que deben tenerse en cuenta para la aplicación del EC2 Parte 1-1, así como una serie de referencias a normas alternativas que permiten su aplicación en tanto no estén disponibles los Documentos Nacionales de Aplicación de las restantes partes de los Eurocódigos.

Este punto va seguido por el apartado de mayor extensión del D.N.A. español, en el que se incluyen una serie de comentarios al EC2 Parte 1-1. En él se ha seguido la misma organización, punto por punto, de la norma UNE-ENV 1992-1-1, incorporándose cada comentario en el principio o regla de aplicación al que hace referencia. En estos comentarios se incorporan los siguientes aspectos:

- Referencias cruzadas, tanto al propio EC2 Parte 1-1 como a otros Eurocódigos y normas.
- Explicaciones y aclaraciones relativas a los conceptos básicos y fundamentos de los temas tratados, así como recomendaciones para la aplicación de determinadas partes.
- Temas no contemplados por el EC2 Parte 1-1 y que están adecuadamente tratados en la normativa nacional o en la bibliografía.

Por último, el D.N.A. incorpora un Anexo en el que se dan los valores de las acciones y coeficientes necesarios para aplicar el EC2 Parte 1-1 al proyecto de estructuras de edificación, en tanto no se disponga de las diversas partes del Eurocódigo 1 y de sus correspondientes documentos nacionales de aplicación.

La propuesta de Documento Nacional de Aplicación de la norma UNE-ENV 1992-1-1 y el estudio comparativo previo entre los documentos desarrollados por los países europeos miembros del CEN han sido desarrollados en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, por encargo de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. Esta propuesta fue elevada a la Comisión Permanente del Hormigón, donde fue aprobada y se decidió su publicación como Anejo 13 de la nueva instrucción de hormigón estructural EHE.

REFERENCIAS

1. *UNE 140002-1-1:1996 IN Propuesta de Documento Nacional de Aplicación de la Norma UNE-ENV 1992-1-1 Experimental.* Asociación Española de Normalización y Certificación. Madrid, 1996.

2. *UNE-ENV 1992-1-1 Eurocódigo 2 Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.* Asociación Española de Normalización y Certificación. Madrid, 1993.

3. *EHE Instrucción de Hormigón Estructural. Anejo 13.* Ministerio de Fomento. Madrid, 1999.

4. *Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2. -Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. (Alemania).*

5. *National Building Code of Finland. National Application Document for prestandard SFS-ENV 1992-1-1:1991. Eurocode 2 Design of Concrete Structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. (Finlandia).*

6. *National Application Document for ENV 1992-1-1 Eurocode 2 Design of Concrete Structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. (Reino Unido).*

7 *Richtlijnen voor het gebruik van NVN-ENV 1992-1-1 Eurocode 2 Ontwerp en berekening van betonconstructies. deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen. (Holanda).*

8. *Irish National Application Document for Eurocode 2 (ENV 1992-1-1:1991). Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules for buildings. (Irlanda).*

9. *Prescrizioni Specifiche su Singoli Punti Della Norma UNI ENV 1992-1-1. (Italia).*

10. *Nasjonalt anvendelsesdokument for NS-ENV 1992-1-1: Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Generelle regler og regler for bygninger. (Noruega).*

11. *Documento Nacional de Aplicaçao Pré-Norma Europeia ENV 1992-1-1: Eurocódigo 2: Projecto de Estructuras de Betao Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios. (Portugal).*

12. *Ceský Narodni Aplikacni Dokument. Eurokod 2: Navrhovani Betonovych Konstrukci. Cast 1-1: Obecna pravidla a pravidla pro pozemní stavby. (República Checa).*

13. *SIA 460.021 National Application Document for Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. (Suiza).*

14. *Normalisation Française. Eurocode 2: "Calcul des structures en béton" et Document d'Application Nationale. Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments. (Francia).*

15. *Norme Belge NBN B 15-002. Eurocode 2: Calcul des structures en béton et Document d'Application Nationale. Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments. (Bélgica)*

16. *National Application Document for Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. (Austria).*

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Conclusiones de los ensayos realizados en el "Viaducto sobre el río Tajo" en la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla. Consideraciones para el proyecto de obras de paso en FF.CC. de alta velocidad

Conclusions about tests in "Viaduct over Tajo River" of Madrid-Seville high speed railway line. Considerations about design of railwary bridges in high speed lines

Ramón Álvarez Cabal. Dr. Ingeniero Industrial. INTEMAC

Justo Díaz Lozano. Ingeniero de Caminos. INTEMAC

Carlos Moreno Blanes. Ingeniero de Caminos. I.I.C.

Julián Santos Mesa. Ingeniero de Caminos. S.G.C.I.F. M.º Fomento

Francisco Santos Olalla. Ingeniero Industrial. INTEMAC

RESUMEN

En el Viaducto sobre el río Tajo se ha realizado, por iniciativa de la Subdirección General de Construcción de Infraestructura Ferroviaria del Ministerio de Fomento, una campaña de ensayos dinámicos consistentes en el paso de trenes comerciales en alta velocidad (entre 200 km/h y 300 km/h). En dichas pruebas, se han registrado coeficientes de amplificación dinámica ceranos al 200%. Se analiza en el artículo la variación del coeficiente de impacto con la velocidad de los trenes y las posibles causas de los incrementos dinámicos alcanzados. Asimismo, se incluye como conclusión una limitación recomendable en el diseño de puentes en las líneas de Alta Velocidad.

PALABRAS CLAVE: Pruebas de carga, coeficiente de impacto, efectos dinámicos, alta velocidad, puentes de ferrocarril.

SUMMARY

A dynamic tests campaign has been carried out in the "Viaducto sobre el Río Tajo", by the "Subdirección General de Construcción de Infraestructura Ferroviaria del Ministerio de Fomento". These tests consist og the passage of commercial trains at high speed (between 200 km/h and 300 km/h). In these tests, dynamic ampliffication coefficient near to 200% have been registered. In this article the variation of impact coefficient with trains speeds and the possible causes of the amplitude reached are analyzed. Likewise a design criterion for railways bridges in High Speed Lines is included.

KEY WORDS: Load tests, impact coefficient, dymaic effects, high speed, railway brides.

1. INTRODUCCIÓN

El viaducto sobre el Río Tajo se encuentra situado en el tramo Villaseca-Mascaraque de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. Esta estructura, tras habérsele realizado una primera prueba de carga previa a su puesta en servicio, fue seleccionada por la Subdirección General de Construcción de Infraestructuras Ferroviarias del Mº de Fomento (S.G.C.I.F.) para una segunda campaña de Pruebas a realizar sobre diversos puentes de la línea A.V.E. Madrid-Sevilla durante la primavera de 1995, con el propósito de valorar la influencia que el paso de trenes a altas velocidades (superiores a 200 km/h) podía producir en el comportamiento de dichas estructuras.

El viaducto sobre el Río Tajo está compuesto por 17 vanos isostáticos con una luz entre ejes de apoyos de 38,00 m. El tablero está constituido por nueve vigas prefabricadas de hormigón pretensado de 2,10 m de canto, con una anchura total de 11,60 m. Sobre las vigas se ha hormigonado una losa de 0.30 m de espesor mínimo, lo que supone un canto total de 2,40 m. Sobre el tablero así definido se ha dispuesto una doble vía sobre balasto con aceras a cada lado protegidas por las correspondientes barandillas. El apoyo del tablero en los extremos se consigue mediante estribos de hormigón armado mientras que los intermedios están constituidos por pilas también de hormigón armado. La frecuencia fundamental de cada vano (medida en los ensayos previos a la recepción de la estructura) se ha situado en torno a 3,4 Hz, una de las más bajas de la línea.

La segunda campaña de pruebas en este viaducto fue realizada por la empresa Ingeniería de Instrumentación y Control,

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

S.A. (I.I.C.), registrándose el paso de más de 55 composiciones A.V.E. y TALGO en servicio de la Línea, con velocidades variables entre 100 y 300 km/h. La instrumentación, dispuesta sobre dos vanos contiguos de la estructura, consistió en transductores de desplazamiento tipo ménsula, para la lectura de movimientos en centro de vano y apoyos, así como bandas extensométricas para la lectura de deformaciones en la cara inferior de las vigas en centro de vano.

2. PROBLEMÁTICA PLANTEADA

Mientras en los ensayos realizados en otros puentes de la línea se observaron valores relativamente bajos del coeficiente de impacto, que en general, se mantenía en intervalos cercanos a la unidad y siempre por debajo de los valores de diseño indicados en la normativa internacional, los resultados obtenidos en el Viaducto sobre el río Tajo, fueron significativamente elevados, con valores cercanos al 200 % para las pruebas realizadas con trenes AVE.

Si bien tales valores no implican menoscabo de las condiciones de seguridad de la estructura, pues la solicitación se mantiene a niveles inferiores a los que se derivan de la Instrucción de Acciones (3), sí pueden incidir en las condiciones de funcionalidad y durabilidad: confort de los pasajeros, movimientos de la catenaria ... Como consecuencia de ello, se decidió realizar un estudio más profundo sobre el comportamiento de la estructura, por si los elevados valores del coeficiente de impacto fueran consecuencia de un comportamiento anómalo de la estructura.

El análisis de los resultados experimentales y la identificación de las posibles causas del mencionado comportamiento, fueron llevados a cabo desarrollados conjuntamente por el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), la empresa I.I.C y la S.G.C.I.F.

3. ANÁLISIS EFECTUADOS

Las verificaciones efectuadas se realizaron en dos sentidos fundamentales:

3.1. Simulación numérica de la pasada cuasi-estática

Para la determinación de los coeficientes de impacto correspondientes a los datos obtenidos durante las pruebas fue preciso obtener un valor de referencia, correspondiente a la flecha cuasiestática en cada uno de los puntos de medida (ya que por realizarse los ensayos con composiciones en circulación de servicio, fue imposible efectuar dicha pasada).

En la simulación del comportamiento del tablero se ha utilizado un modelo simple de análisis dinámico basado en un algoritmo de integración por pasos con la hipótesis de aceleración lineal [ver la referencia (14)]. Para la valoración de las flechas cuasiestáticas se procedió al ajuste de los parámetros dinámicos del sistema (rigidez, masa, amortiguamiento y frecuencia fundamental de vibración) a partir de los resultados obtenidos a diversas velocidades de paso del tren. El modelo, una vez ajustado, permite simular el paso de cargas a pequeñas velocidades, cercanas a 0 km/h, y obtener de esa forma una estimación adecuada de la flecha estática. A continuación se describe el procedimiento utilizado:

* A partir del estudio de la vibración libre registrada para cada canal, se determinaron la frecuencia de vibración y el índice de amortiguamiento asociado.

* La velocidad del tren en cada pasada se determinó por ajuste en el eje de tiempos entre el modelo teórico y el registro medido.

* Ajuste de la rigidez mediante aproximación del modelo teórico (tomando la frecuencia de vibración correspondiente a este determinado registro) a las curvas de desplazamiento analizadas (ajuste en el eje vertical de desplazamientos). Para ello, se minimizan las diferencias entre el comportamiento medido y el que se deduce del modelo teórico. Se trata del valor de la rigidez de la viga equivalente al comportamiento de cada uno de los canales (posiciones) estudiados.

* Cálculo de la masa equivalente para cada canal, en función de la rigidez y de la frecuencia.

De esta forma se consiguen ajustes muy finos, pues las posibles variaciones en las cargas aplicadas, en el sistema de medida, o en el comportamiento de los apoyos, quedan minimizadas al tomar para cada registro un valor equivalente de la rigidez para el comportamiento de la flecha bruta.

En la Figura Nº 1 se puede apreciar una muestra de las aproximaciones realizadas:

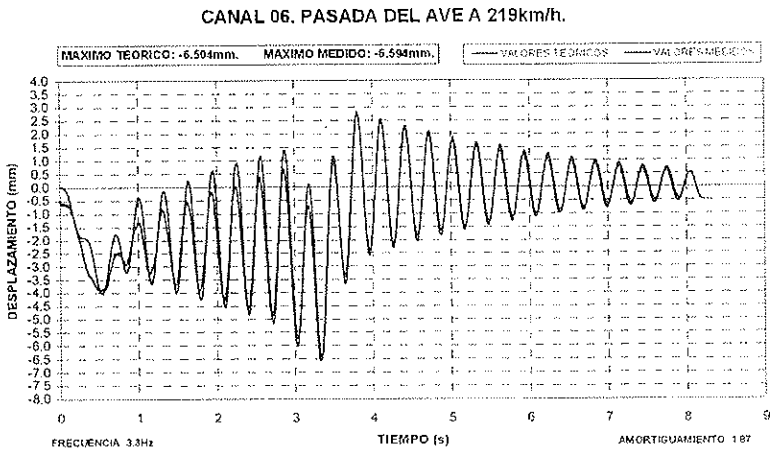


Figura N.º 1. Ajuste fino del modelo teórico al modelo real.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Una vez realizado este análisis, se han obtenido los valores promedio para cada uno de esos parámetros. En la siguiente tabla se indican los resultados obtenidos para la frecuencia y el índice de amortiguamiento asociado:

VANO	FRECUENCIA (Hz)	AMORTIGUAMIENTO
VANO 1	3,31	1,65%
VANO 2	3,40	1,25%

Asimismo se determinó la rigidez equivalente para cada uno de los canales, como promedio de los valores obtenidos para cada una de las pruebas según el ajuste antes especificado. Con el modelo ya definido para cada uno de los canales, se ha calculado la flecha cuasiestática teórica, que fue la utilizada para la obtención de coeficientes de impacto, tanto teóricos como de los registrados en los ensayos.

Es importante señalar que los valores obtenidos para la frecuencia se ajustan muy razonablemente a los de Proyecto, excluyendo por tanto la posibilidad de cualquier patología inherente a los materiales o a la ejecución de la obra. En otras palabras, el comportamiento del tablero podría considerarse como más o menos adecuado, pero siempre coherente con el Proyecto.

3.2. Contraste de resultados

Una vez realizado el ajuste de los parámetros dinámicos del viaducto, se procedió al contraste entre los resultados de la simulación numérica y los recogidos en campo. A modo de ejemplo se muestran a continuación los resultados obtenidos para el canal 22, correspondiente a la viga 6 del vano 2 en algunos de los ensayos analizados [Figuras 2 a 5].

Una vez caracterizados los dos tableros instrumentados (vanos 1 y 2) se calcularon en cada canal las flechas teóricas máximas correspondientes al intervalo de velocidades de los trenes AVE entre 0 y 300 km/h. Debe destacarse que el comportamiento del coeficiente de impacto con la velocidad está en relación directa con el tren de cargas considerado y no se pueden extrapolar los resultados obtenidos a cualquier otro tipo de composición. Para cada uno de los vanos, los parámetros dinámicos, frecuencia propia e índice de amortiguamiento son iguales en todos los canales, por lo que la curva de variación del coeficiente de impacto con la velocidad tiene forma análoga, aunque las flechas absolutas que se deducen del modelo sean distintas para cada canal, al tener asignados cada uno de ellos diferentes rigideces equivalentes. En la Figura Nº 6 pueden apreciarse las curvas obtenidas en ambos vanos.

A continuación, y tomando como referencia las flechas cuasiestáticas antes determinadas, se calcularon los coeficientes de impacto correspondientes a las flechas máximas alcanzadas en las pruebas. Los resultados obtenidos se muestran en las Figuras 8 y 9. Como ya se ha indicado, las curvas representadas son válidas únicamente para el paso de composiciones AVE:

Se indican en lo que sigue los valores señalados por diferentes normativas europeas para los coeficientes de impacto que corresponden a las características dinámicas del puente ensayado. Debe tenerse en cuenta en la comparación, en pri-

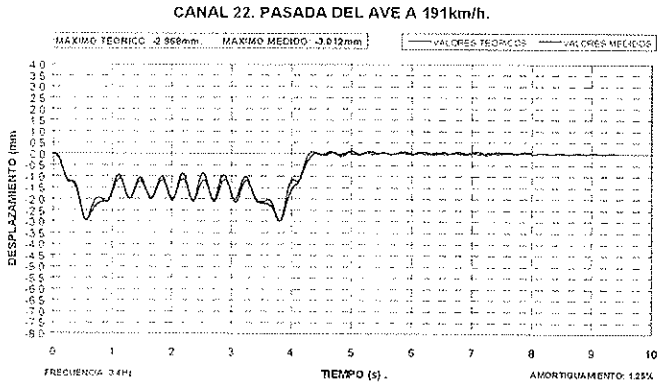


Figura N.º 2. Prueba Dinámica 03.

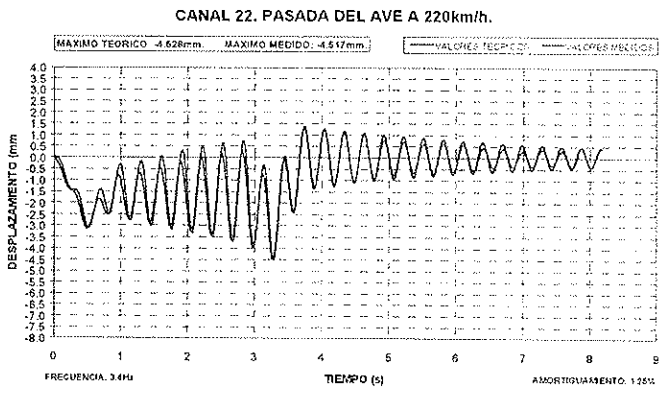


Figura N.º 3. Prueba Dinámica 06.

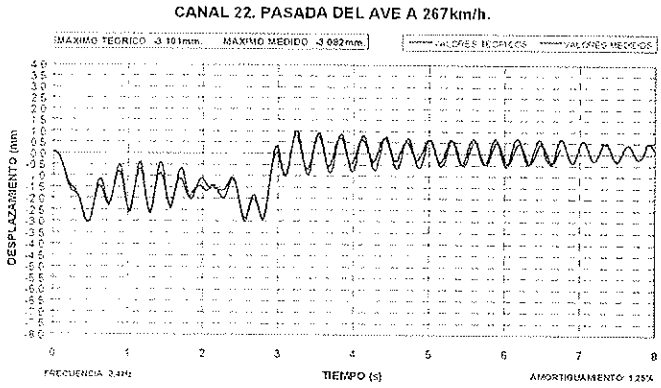


Figura N.º 4. Prueba Dinámica 12.

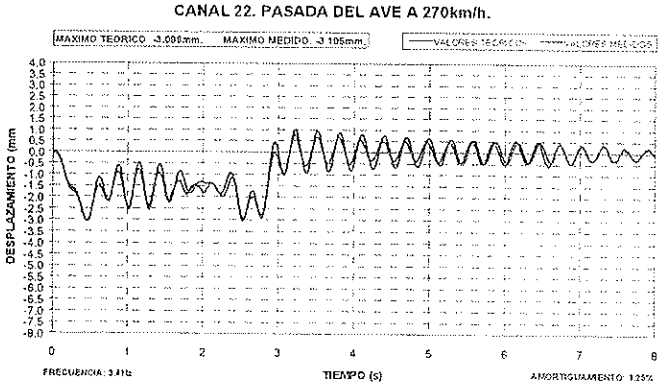


Figura N.º 5. Prueba Dinámica 05.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

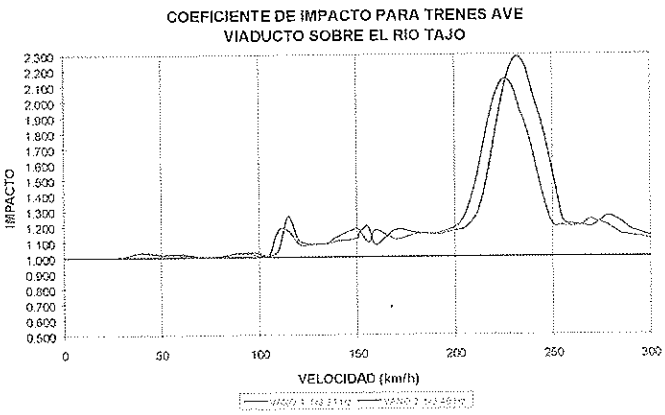


Figura N. º 6. Coeficiente de impacto para trenes AVE en ambos vanos.

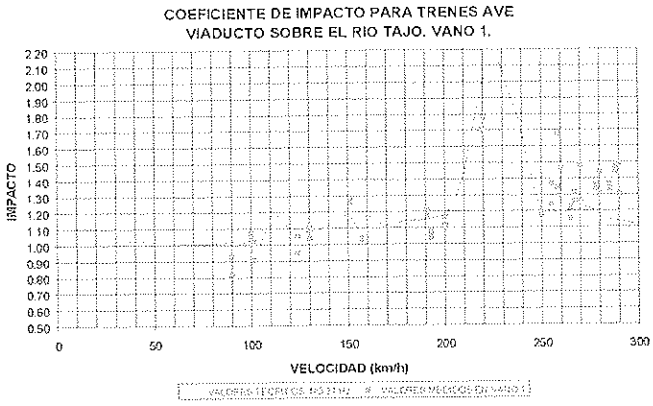


Figura Nº 7. Coeficiente de impacto en vano 1.

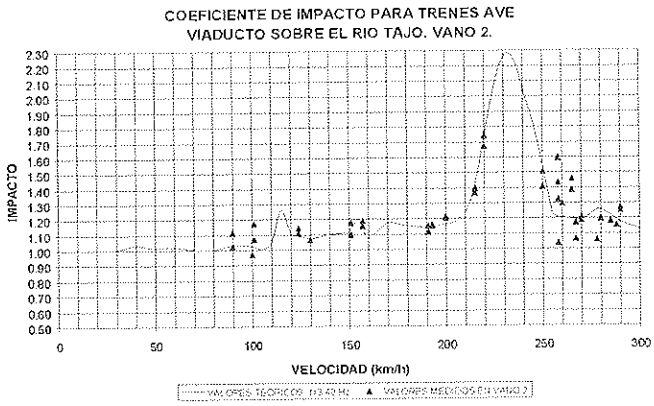


Figura N.º 8. Coeficiente de impacto en vano 2.

mer lugar, que los valores indicados son valores de cálculo, esto es, factores de mayoración dinámica de cargas y no tienen la pretensión de precisar cuál es el incremento dinámico que cabe esperar al paso de cualquier carga. Asimismo, que su aplicación se realiza sobre trenes de carga estáticos que son diferentes y además, que los criterios para su determinación también son diferentes. Por ejemplo, mientras la norma británica y la española establecen tramos en la luz de cálculo para la valoración del coeficiente, en el resto se utiliza una sola expresión para todas las luces posibles. En cuanto a la velocidad de paso de los trenes, sólo es tenida en cuenta en la norma de la U.I.C. (expresión adoptada también en el Eurocódigo 1) y en la norma española (la que, en cualquier caso, limita su validez a velocidades inferiores a 200 km/h) para el caso de luces cortas. El estado de la vía solamente aparece recogido en la norma de la U.I.C. En la Figura Nº 9 se puede apreciar las curvas que en función de la luz ofrecen el coeficiente de impacto según distintas normativas europeas para el resto de características del viaducto. La gran discrepancia de las curvas de la U.I.C. con el resto obedece a que se ha fijado una frecuencia única para todas las luces, por lo que los valores dados por estas curvas sólo son representativos en el entorno de la luz correspondiente a las características del tablero considerado.

Durante las pruebas, el máximo valor alcanzado para las composiciones AVE fue de 1.78 en el vano 1 y de 1.74 en el vano 2. Se trata, por tanto, de una considerable amplificación, que queda por encima de los valores señalados en las normas consultadas, que van desde un factor de 1.08 según la British Standard 5400 hasta los valores indicados por la U.I.C. para 200 y 300 km/h que son 1.30 y 1.52 respectivamente. En posi-

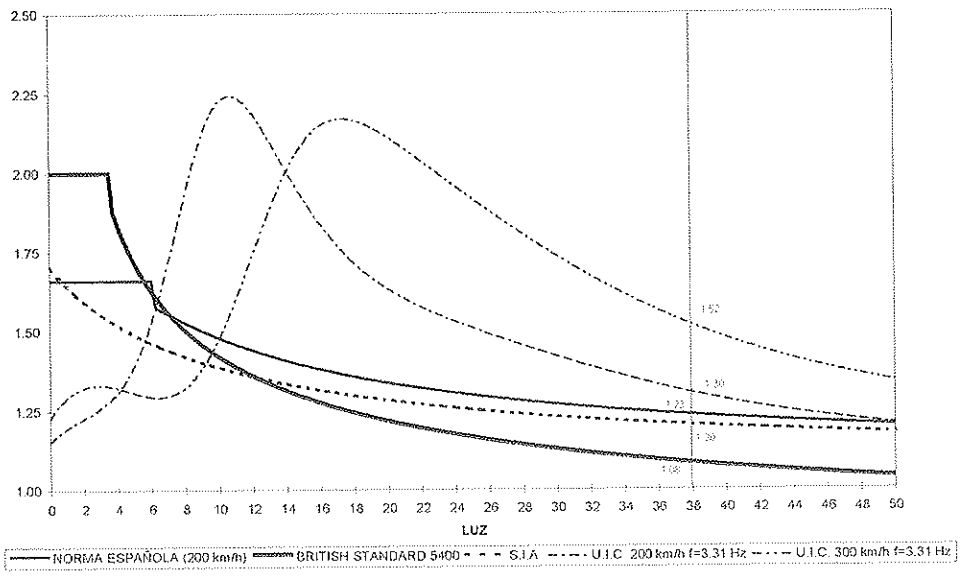


Figura N.º 9. Coeficiente de impacto según distintas normativas europeas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ción intermedia se quedan la Norma Suiza (S.I.A.) que ofrece un valor de 1.23 y la Instrucción de Acciones Española, que marca un coeficiente de impacto de 1.20.

4. ANÁLISIS DE LAS AMPLIFICACIONES DINÁMICAS REGISTRADAS.

Con el objetivo de identificar las posibles causas de los resultados obtenidos, se realizó, mediante el modelo teórico antes indicado, un estudio paramétrico del comportamiento del tablero según los distintos factores involucrados. Aunque la determinación de flechas máximas es menos ajustada, por la intervención de parámetros de más difícil estimación, es posible predecir la existencia de interacciones (resonancias) del tablero al paso de un determinado tren de cargas.

En la Figura Nº 10 se puede apreciar la situación adoptada como referencia. Se trata de la respuesta del tablero al paso de la composición AVE a 20 km/h, con la frecuencia medida en el paso (3.40 Hz) y un amortiguamiento del 1%. La rigidez del modelo ha sido ajustada para que la flecha máxima sea igual a 1 mm en el estado de referencia y de esa forma obtener una comparación directa y rápida del coeficiente de impacto en el estudio paramétrico. A partir de ese estado de referencia se hará variar cada uno de los parámetros para comprobar cuales son los efectos provocados:

a) Variación de la velocidad de paso del tren de cargas:

En las siguientes figuras (Figura 11) se puede apreciar como la velocidad de paso del tren de cargas modifica el coeficiente de impacto sin ninguna relación aparente con el incremento de velocidad, pues el valor obtenido para 300 km/h es bastante inferior al correspondiente para 250 km/h:

b) Variación de la rigidez del tablero:

En cambio, las modificaciones en la rigidez del tablero no influyen en el coeficiente de impacto de la estructura, si la masa del sistema aumenta proporcionalmente de tal forma que se mantenga constante la frecuencia del sistema (Figura 12). Únicamente varían las flechas absolutas registradas. No cambia la forma de la respuesta.

c) Variación de la frecuencia del tablero:

La frecuencia fundamental del tablero determina la velocidad crítica del puente. Por ejemplo en las siguientes gráficas (Figura 13) se ha pretendido encontrar la frecuencia de vibración del tablero que convierte en crítica la velocidad de 100 km/h.

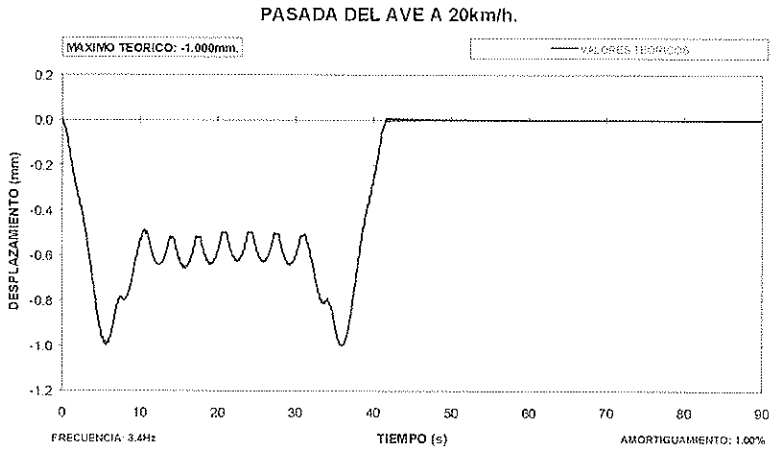


Figura Nº 10. Comportamiento de referencia para la curva de desplazamiento obtenida con el modelo teórico.

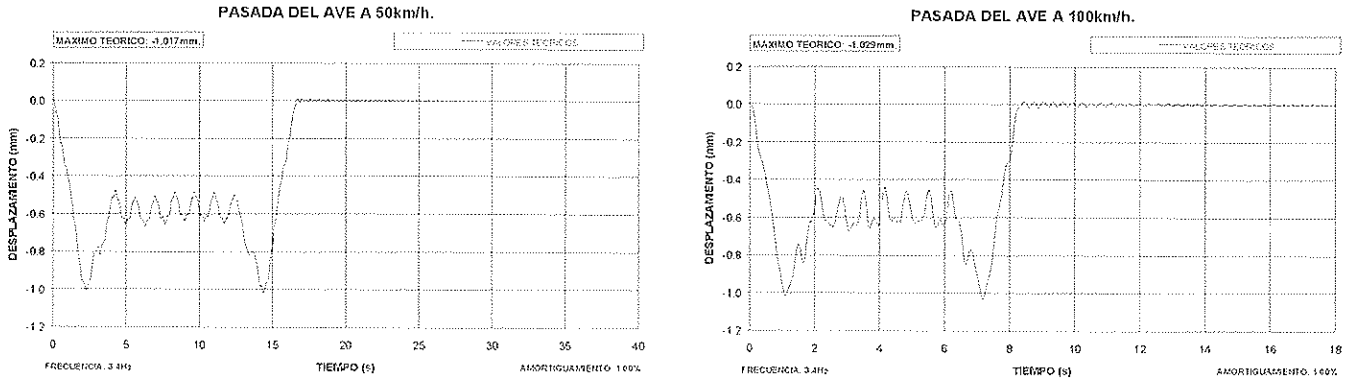


Figura N.º 11. Comportamiento teórico para distintas velocidades del tren de cargas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

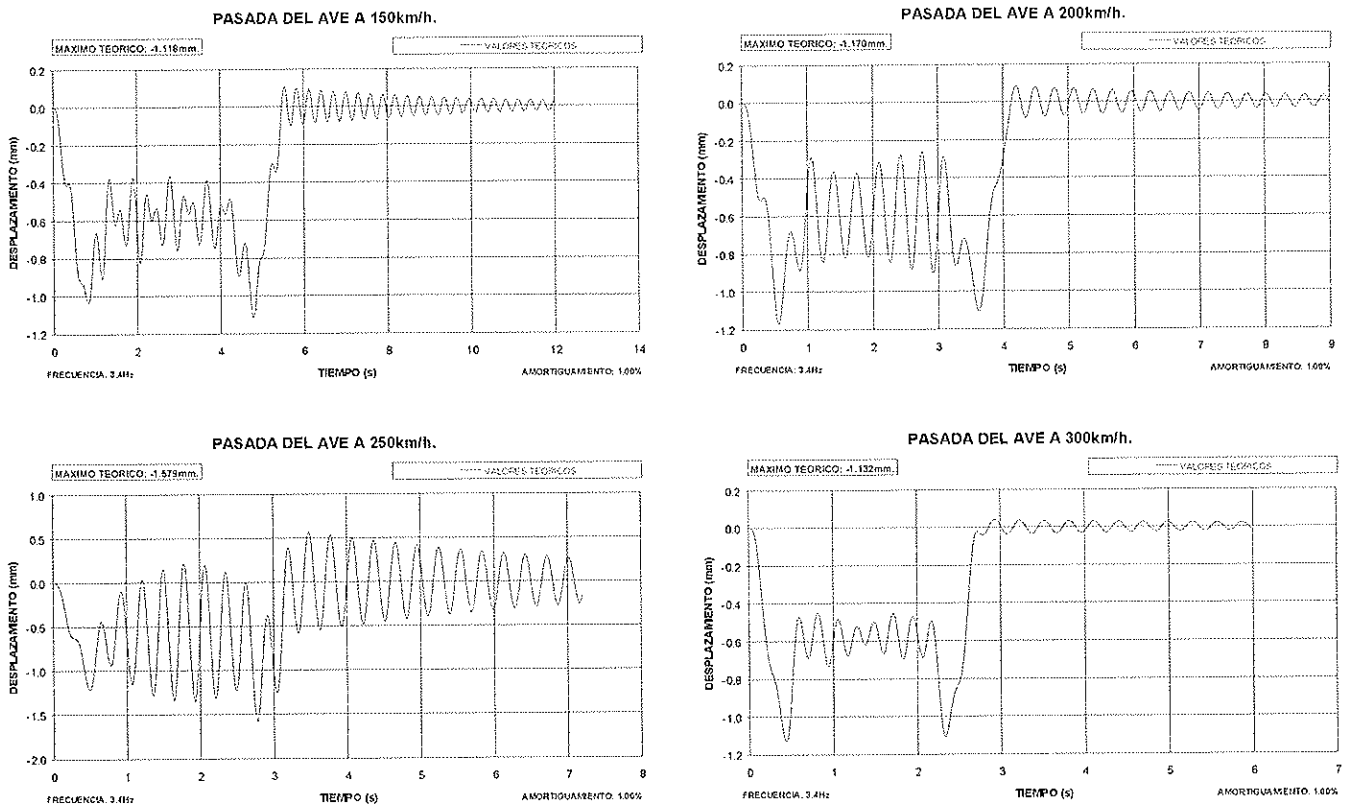


Figura N.º 11 (Cont.). Comportamiento teórico para distintas velocidades del tren de cargas.

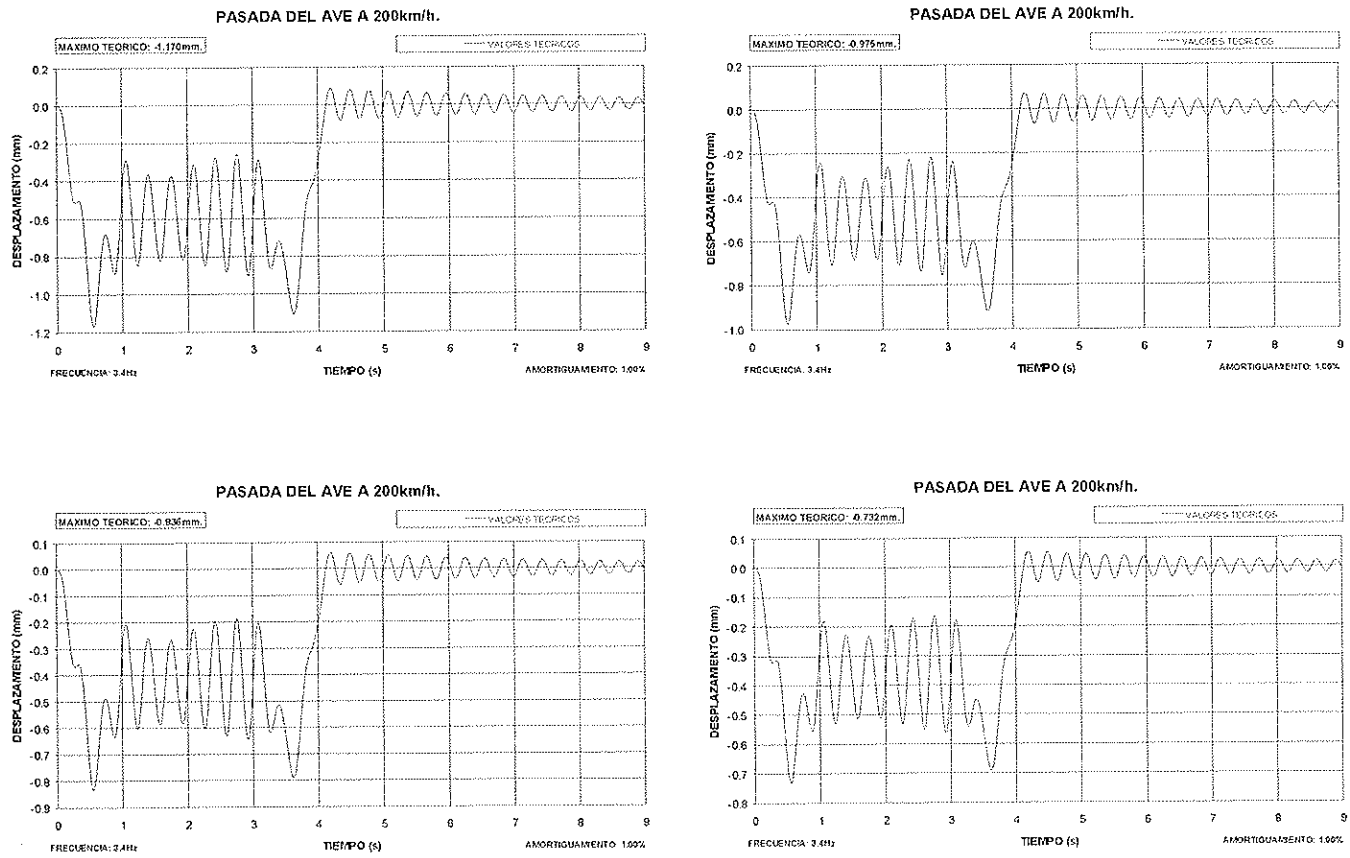


Figura N.º 12. Comportamiento teórico para distintos valores de la rigidez del tablero (con f = constante).

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

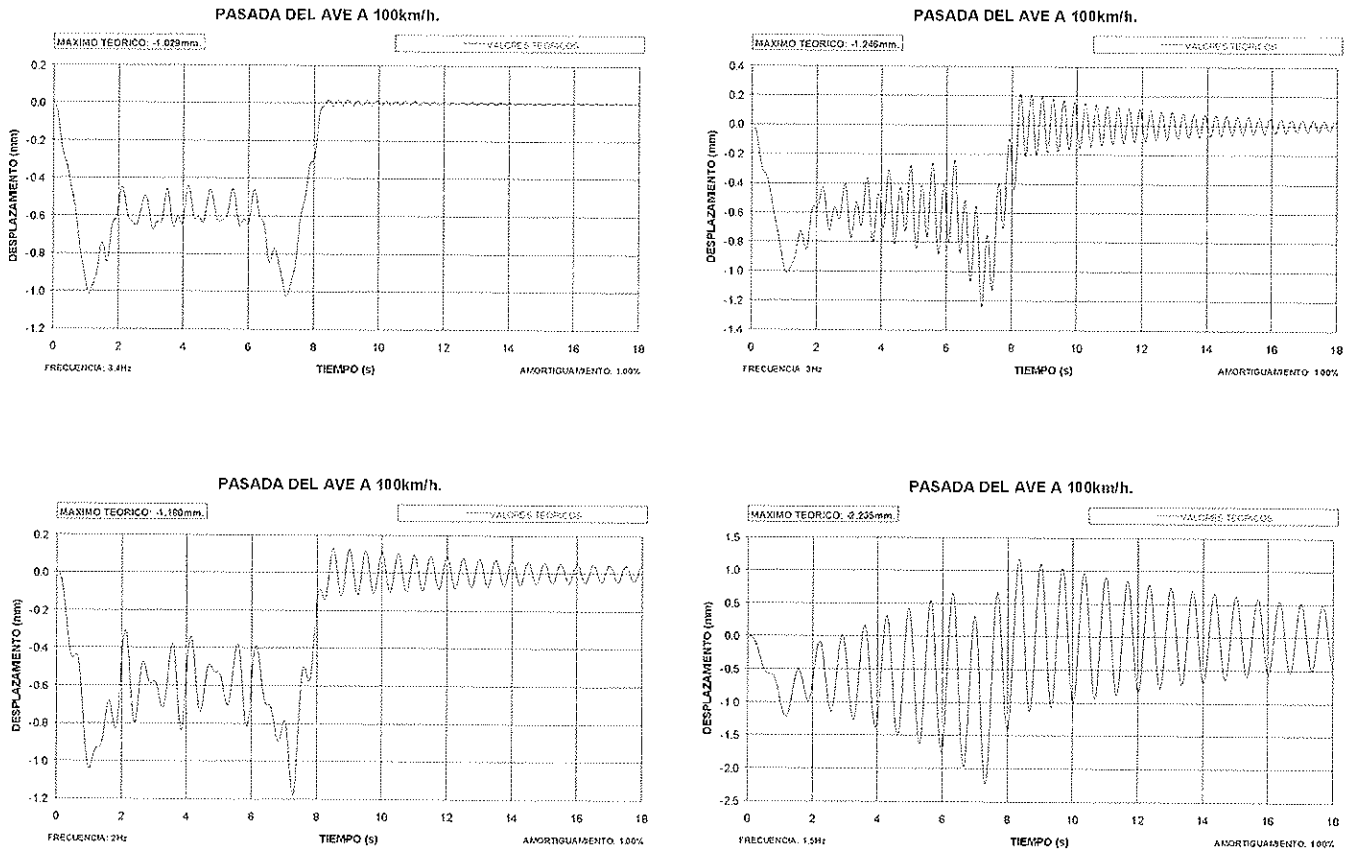


Figura N.º 13. Comportamiento teórico para distintos valores de la frecuencia del tablero (con rigidez constante). Puede apreciarse que para una frecuencia del tablero de 1.5 Hz, la velocidad de 100 km/h se convertiría en crítica.

d) Variación del índice de amortiguamiento:

El incremento en el índice de amortiguamiento reduce la amplitud de la amplificación y disminuye la duración de la vibración libre del tablero, pero no evita la interacción entre la frecuencia del tablero y el paso de las cargas (que se produce para la misma velocidad crítica):

Así pues, es fácilmente deducible que debe existir algún factor que provoque la amplificación dinámica para unos determinados "valores de cruce" de la frecuencia fundamental de vibración con la velocidad de paso de las cargas. Ese factor no es otro que la distancia entre ejes de los bogies de las composiciones A.V.E. Cuando la cadencia de paso de los ejes coincide con la frecuencia de vibración se produce la resonancia detectada.

Efectivamente, en el caso de las composiciones A.V.E. la distancia entre bogies de los trenes es de 18,7 m. Para que la frecuencia (f) del puente sea igual a la de paso de las cargas, se ha de cumplir que la velocidad de paso (v) sea igual a f·3,6 ((km/h)/(m/s))·18,7·m. Para una frecuencia de 3,4 Hz el resultado de tan simple operación para la velocidad crítica es de 229 km/h, lo que coincide con los resultados teóricos y con las mediciones registradas.

Aunque el estudio se ha limitado a analizar el comportamiento real de la estructura al paso de composiciones AVE mediante el análisis de los datos experimentales, una vez determinadas las características del puente es posible simular la respuesta de la estructura al paso de otras composiciones, por ejemplo, trenes TALGO. Para ello, se han introducido en el modelo las nuevas cargas y se han realizado sucesivas pasa-

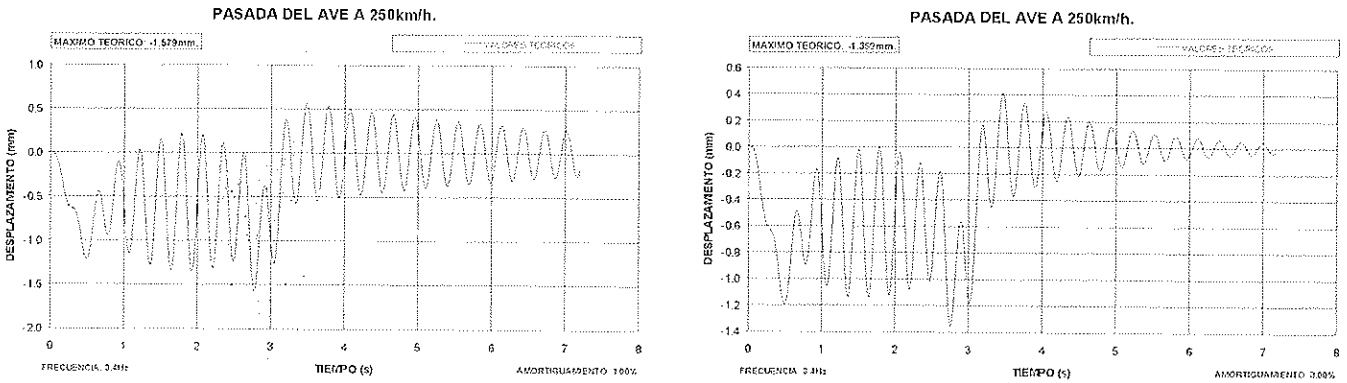


Figura N.º 14. Comportamiento teórico para distintos valores del amortiguamiento del tablero. Puede apreciarse que la velocidad crítica no varía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

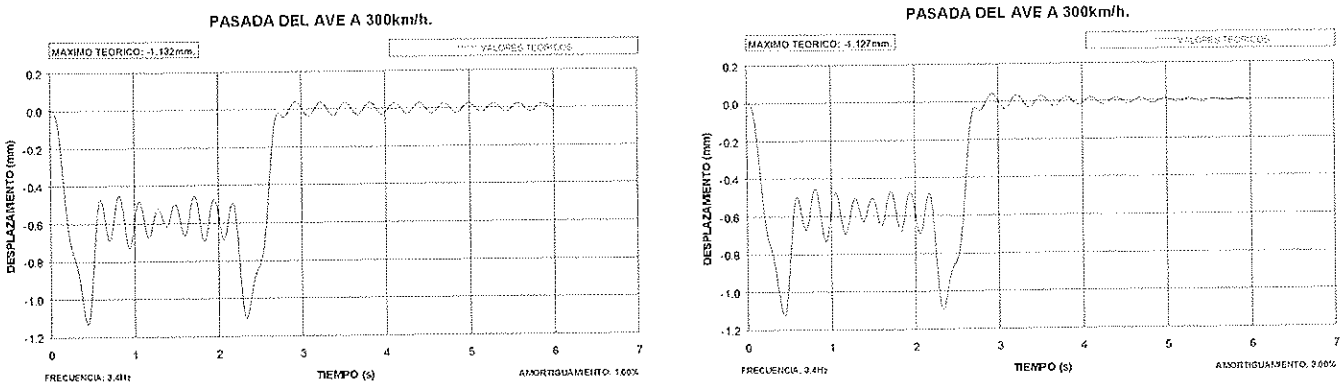


Figura N.º 14 (Cont.). Comportamiento teórico para distintos valores del amortiguamiento del tablero. Puede apreciarse que la velocidad crítica no varía.

das para obtener unas curvas análogas a las anteriores. En la Figura Nº 15 se pueden apreciar los resultados que se desprenden del modelo teórico, con coeficientes de impacto muy limitados, pues la amplificación dinámica que se registra al paso de los vagones no se hace evidente en la flecha máxima, ya que en la composición TALGO existe una única máquina (en cabeza de tren).

5. AMPLIFICACIÓN PRODUCIDA POR LA DISPOSICIÓN DE LOS EJES

Como se ha comprobado en el apartado anterior, el intervalo de velocidades en que se produce la situación crítica está en relación directa a la geometría de las cargas.

Cabe cuestionarse acerca del comportamiento de tableros similares al analizado bajo la acción de otras composiciones de carga. Para la estructura considerada, y para cualquier otra con frecuencia fundamental del mismo orden, la magnitud de las amplificaciones será comparable a las registradas, incluso si se trata de trenes más pesados o menos que los de la línea AVE, siempre que la distribución de acciones concentre las cargas principales en cabeza y cola de tren. La distancia entre ejes, parámetro que se convierte en fundamental para determinar dicha velocidad crítica, no será muy diferente del que existe en las composiciones AVE, y la velocidad crítica puede entrar muy posiblemente en el intervalo de velocidades de servicio, que alcanza los 200 km/h para las composiciones TALGO y los 300 km/h para las composiciones AVE.

Mientras las circunstancias reseñadas se producen en puentes de limitada rigidez (puentes de luces mayores que 30 m, con frecuencias por debajo de los 5 Hz) cabe destacar que las distintas normativas consideradas, siguiendo la tendencia tradicional, castigan con mayores coeficientes de impacto a los puentes más rígidos, esto es, los de menor luz (Recuérdese la Figura Nº 9), debido a que en ellas se tiene en cuenta la amplificación dinámica asociada al paso de una carga en movimiento y no el paso repetitivo de estas cargas. El primer factor sí es más importante en el caso de luces pequeñas.

Las conclusiones fundamentales son:

1. La amplificación de los desplazamientos depende en gran medida, no sólo de la velocidad a la que se produce el paso de las cargas, sino de la secuencia de paso de éstas y, en concreto, de la distancia entre ejes de los trenes. Las velocidades críticas de paso de los trenes resultan ser las que provocan que el paso de una carga repetitiva (los vagones) se aplique con una cadencia semejante a la frecuencia fundamental de la estructura. Esta velocidad en este viaducto está en el intervalo entre los 215 km/h y los 245 km/h para las compo-

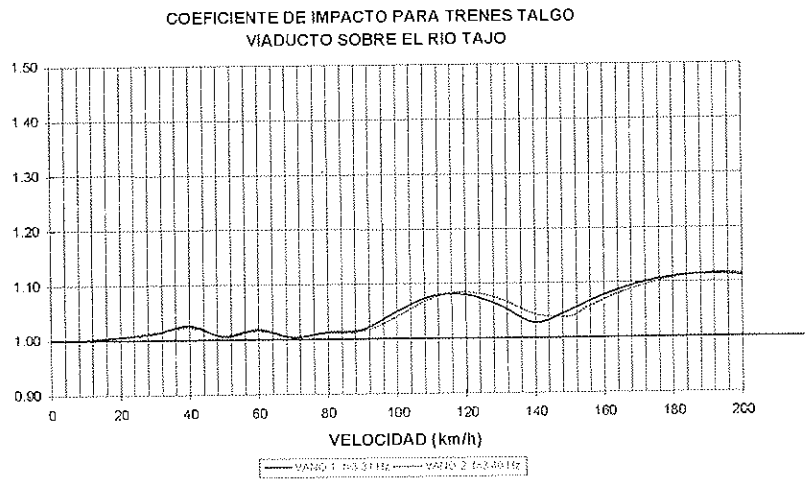


Figura N.º 15. Coeficiente de impacto teórico para las pruebas en ambos vanos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

siciones AVE y entre 150 km/h y 170 km/h para las composiciones TALGO, a diferencia de otras estructuras, en las que dicha velocidad crítica queda muy lejos de las velocidades alcanzables por los trenes actuales.

2. El coeficiente de impacto depende de la relación entre el desplazamiento que se produce al paso de las locomotoras delantera y trasera del AVE sobre el viaducto. Este es el motivo por el que la vibración que se produce al paso de las composiciones TALGO no se refleja en la valoración de flechas máximas. Mientras que la excitación dinámica del paso reiterado de los vagones provoca la flecha máxima al paso de la segunda máquina de los trenes AVE, esta locomotora trasera no existe en los trenes TALGO, aunque la amplificación de las vibraciones sea evidente, como puede apreciarse en las siguientes figuras, en las que se simulan en el modelo teórico las velocidades críticas para cada tren:

3. Como puede apreciarse en el apartado Nº 3, ninguno de los efectos anteriores queda recogido en la normativa internacional, que más bien favorece las estructuras de mayor luz.Figura Nº 17. Composiciones AVE. Modelo teórico para la velocidad crítica.

6. CONDICIONES DE PROYECTO

Dado que el comportamiento del tablero del viaducto del Tajo es coherente con el diseño de Proyecto, de las indicaciones anteriores se puede desprender la necesidad de establecer unos condicionantes al Proyecto de las obras de paso que se proyecten en líneas de semejantes características. Solamente de ese modo se puede evitar que se produzcan amplificaciones dinámicas de magnitud tal que, aún no poniendo en peligro la seguridad de la estructura en tanto en cuanto el tren de cargas de la Instrucción sea considerablemente pesado en relación a los trenes ligeros que utilizan estas líneas, sí provocan considerables problemas en cuanto al cumplimiento de las condiciones de funcionalidad de las estructuras: confort de los pasajeros, movimientos de la catenaria, etc...

Esos condicionantes de Proyecto estarían fundamentados en desacoplar la frecuencia propia de los puentes y la frecuencia de paso de las cargas principales del tren de cargas que se pone en servicio en la línea de Alta Velocidad. Es decir, conseguir que:

$$\omega_{\text{propia de la estructura}} > \omega_{\text{paso de las cargas}}$$

para todas las posibles velocidades del tren de cargas, esto es:

$$f_{propia} > \frac{velocidad_maxima(km/h)}{3.6 \cdot distancia_entre_ejes\ (m)}$$

En el caso del viaducto del Tajo, si tomamos una velocidad máxima de 300 km/h y la distancia entre bogies de los vagones para las composiciones AVE (18.7 m), el resultado es de 4,45 Hz, mientras que en el viaducto se han medido frecuencias de vibración de 3.31 Hz y 3.40 Hz, que incumplen la condición.

En el caso de las composiciones TALGO, con una velocidad máxima de servicio de 200 km/h y una distancia entre ejes de 13,14 m, el resultado es de 4,23 Hz, condición menos restrictiva (pero que tampoco se cumple en esta estructura).

Un primer valor que se podría adoptar como límite para el diseño general en Líneas de Alta Velocidad es:

$$\boxed{f_{propia} > 5{,}00 \text{ Hz}}$$

Para este valor y con las velocidades de servicio ya indicadas existiría una limitación inferior para la distancia entre ejes de vehículos de:

TIPO DE TREN	VELOCIDAD (km/h)	DISTANCIA MÍNIMA ENTRE EJES
TRENES AVE	300	16.7 m
TRENES TALGO	200	11.1 m

que es cumplida por las composiciones actuales. Lógicamente la limitación indicada debe revisarse en función de los vehículos realmente utilizados.

El otro parámetro de actuación posible, el índice de amortiguamiento del tablero, presenta un tratamiento más complica-

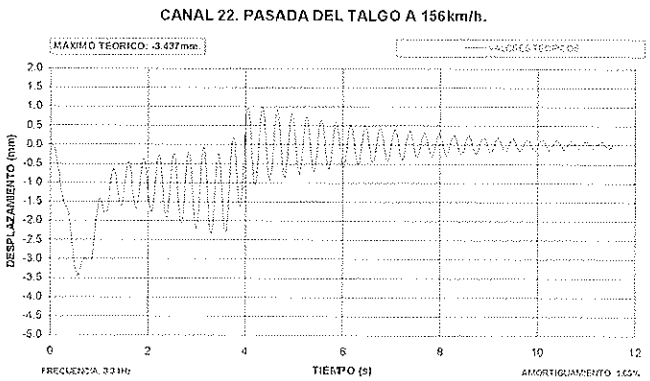


Figura N.º 16. Composiciones TALGO.
Modelo teórico para la velocidad crítica.

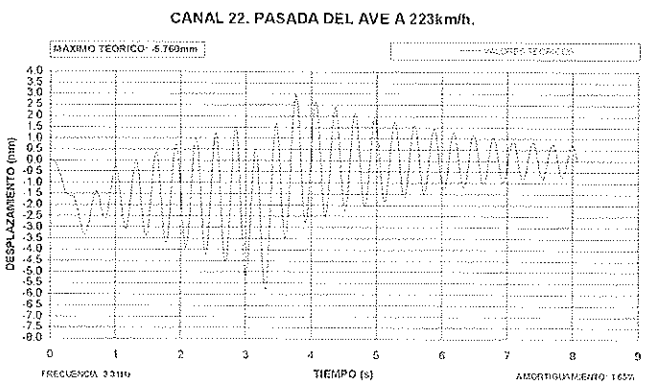


Figura N.º 17. Composiciones AVE.
Modelo te;orico para la velocidad crítica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

do por el desconocimiento general sobre su comportamiento. Además, a través de este índice, se puede reducir únicamente en mayor o menor medida la amplificación de la respuesta, pero no es posible evitar el fenómeno de acoplamiento entre las dos frecuencias (cadencia de paso de las cargas y frecuencia fundamental de vibración del tablero).

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En cuanto al Proyecto de nuevas obras de paso en líneas de F.C. de características semejantes:

– Se recomienda la introducción de condicionantes en el diseño en cuanto a la frecuencia fundamental de la estructura, de modo que se eviten fenómenos de amplificación dinámica indeseables. Las soluciones "a posteriori" conducirán a limitaciones en los intervalos de velocidad de servicio de la línea con el consiguiente perjuicio para la duración de los trayectos y la pérdida de eficacia de las inversiones realizadas. Cabe indicar que dichos condicionantes de diseño no imponen soluciones más gravosas, sino la modificación del planteamiento global a la hora de iniciar el diseño de la estructura.

En este sentido, el diseño de puentes hiperestáticos supone una ventaja, en tanto en cuanto que su frecuencia fundamental de vibración es mayor, por serlo su rigidez.

Asimismo, el Proyecto de tableros únicos en líneas de doble vía es más favorable que la solución con tableros independientes, por su mayor rigidez y la dificultad de que se acoplen las cargas correspondientes a cada una de las vías.

– En cualquier caso, y al margen de los coeficientes de impacto considerados en la normativa internacional, realizar estudios dinámicos de las estructuras, introduciendo los trenes de carga habituales que hayan de circular por la línea de Alta Velocidad y revisar dichos estudios ante la puesta en servicio de trenes con variación en las características geométricas frente a los trenes previstos.

8. BIBLIOGRAFÍA

1. Alarcón, E. "Efectos Dinámicos en los puentes". Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos (1970)

2. B.S. 5400. "STEEL, CONCRETE AND COMPOSITE BRIDGES. PART 2. SPECIFICATION FOR LOADS". British Standard Institution. 1978.

3. "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE FERROCARRIL". Ministerio de Obras Públicas. 1975.

4. "CHARGES A PRENDE EN CONSIDERATION DANS LE CALCUL DES PONTS-RAIL". 776-1 R. Union Internationale de Chemins de Fer. 1979.

5. EUROCÓDIGO 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3. Cargas de tráfico en puentes. ENV 1991-3:

6. Alarcón, E.; Alvarez, R.; Doblaré, M.; Molina, J. "INTERACCIÓN DINÁMICA VEHÍCULO - VÍA - ESTRUCTURA - CIMIENTO EN PUENTES DE FERROCARRIL". Anales de la Ingeniería Mecánica. Año 1. Nº1. 1983.

7. Alvarez, R. "INTERACCIÓN DINÁMICA VEHÍCULO VÍA - ESTRUCTURA EN PUENTES DE FERROCARRIL". Tesis Doctoral. E.T.S.I.Industriales. U.P.M. 1984.

8. López del Hierro, E.; Benito, J.J.; Gallego, J.; Álvarez, R. "EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE IMPACTO". Hormigón y Acero. Nº193. Madrid. 1994.

9. Hacar, M.A.; Alarcón, E. "ELEMENTOS DE LA DINÁMICA APLICADA A LAS ESTRUCTURAS". 1972.

10. Harris, Cyril M. "SHOCK AND VIBRATION HANDBOOK". McGraw Hill. New York. 1988.

11. Ramondenc, P. "LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES PONTS-RAILS. APPLICATION AU CAS DE LA GRANDE VITESSE". París. 1990.

12. S.I.A. 160. "NORME CONCERNANT LES CHARGES, LA MISE EN SERVICE ET LA SURVEILLANCE DES CONSTRUCTIONS". Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes. Zurich. 1970.

13. Cartagena, J.J. "CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGÓN PARA LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD FERROVIARIA". Informes de la Construcción. Vol 44. Nº420. 1992.

14. Álvarez, R.; Díaz J.; Fernández, J.; Ley J.; Santos, J.; Santos, F. "Modelo numérico de simulación dinámica para puentes de ferrocarril sometidos a tráfico de alta velocidad"; CUADERNOS INTEMAC Nº 24, 4º trimestre 1996.

15. "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERA". Ministerio de Obras Públicas. 1972.

16. IAP-96 : "INSTRUCCIÓN SOBRE LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERA". Mº FOMENTO. 1996.

17. Alvarez, R.; González, E.; Ley J.; Lima, J.; Santos, F. "Análisis de resultados de ensayos en puentes". HORMIGÓN Y ACERO Nº205. 3º trimestre 1997.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

COMISIÓN C2

"Materiales" de ACHE

Antonio Garrido Hernández
Presidente de la Comisión C2 "Materiales"
Director de Everi Calidad y Edificación
Representante del Consejo General de la Arquitectura Técnica

1. Introducción

Las Comisiones Técnicas de ACHE constituyen con los Grupos Generales de Trabajo el ámbito en el que se produce y alienta de modo continuo el debate técnico orientado a la edición de monografías de interés para los especialistas. Sin embargo, hay dos diferencias fundamentales entre las Comisiones Técnicas y los Grupos Generales de Trabajo: éstos se disuelven al acabar la tarea que justificó su creación y su objeto de trabajo cubre a todos, o a la mayoría de los objetivos especializados de cada una de las Comisiones. Estas, por el contrario, se ocupan de modo sistemático y sin interrupción en el tiempo de los contenidos relacionados con su especialidad, como son los materiales en nuestro caso. La tarea de unas y otros mantienen, salvo acciones puntuales, la actividad técnica de ACHE entre sus congresos trienales, momento en que se produce una aceleración de la gestión técnica para que todos los interesados por el hormigón estructural mantengan un encuentro corto en el tiempo pero de mucha intensidad.

Las cinco Comisiones Técnicas de ACHE dividen el proceso en sus fases cruciales (ver separata del n.º 212 de la revista Hormigón y Acero) para permitir una concentración eficaz de la acción técnica. La Comisión que tengo el honor de presidir es la de Materiales. S cuenta con la inestimable ayuda del vicepresidente David Fernández Ordóñez y el concurso de calidad de los siguientes reconocidos expertos del hormigón estructural: Eduardo Achacrandio Deza, Pilar Alaejos Gutiérrez, Jaime Fernández Gómez,. José Manuel Gálligo Estévez, Ravindra Gettu, José Luis Lleyda Dionis, Mª Pilar de Luxán Gómez, F. Cosme de Mazarredo y Pampló, Honorino Ortega Valencia, Ismael Sirvent Casanova, Javier Urreta Ormaechea, Julio Vaquero García y Luis Vega Catalán. Además, han colaborado, o están colaborando puntualmente como coordinadores de Grupos de Trabajo, Manuel Fernández Cánovas, Javier León González y José Quereda Laviña. Para la configuración de la Comisión se ha procurado establecer el equilibrio entre la edificación y la obra civil con objeto de favorecer, ya desde el principio, un flujo de conocimiento y experiencias mutuas.

Esta comisión continúa, en la especialidad de materiales, la labor que llevó a cabo la Comisión de Materiales y Ejecución del GEHO, organización que como se sabe es cofundadora con la ATEP de ACHE. De ella heredó dos trabajos en marcha: *"Armaduras pasivas en la Instrucción EHE"* que ha finalizado recientemente su labor y será publicado como monografía de ACHE próximamente y el *"Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero"*.

La Comisión desarrolla su actividad en todos los aspectos relacionados con los materiales componentes del hormigón estructural, tanto tradicionales como no convencionales. Igualmente, se ocupa del hormigón como tal material estructural.

2. Contenidos de la actividad de la Comisión

La Comisión de Materiales centra su interés en dos aspectos: los de contenido y los de formato. En cuanto al contenido se concreta en los temas objeto de debate, primero, y de trabajo, después, con la asignación a un Grupo de Trabajo de la tarea a desarrollar. Así, son materia de interés potencial para la Comisión en estos momentos los siguientes materiales:

- Cementos ultrarápidos.
- Áridos ligeros.
- Adiciones.
- Armaduras pasivas y activas.
- Refuerzos no tradicionales (aramidas, fibras, etc.).
- Aditivos de última generación
- Durabilidad del hormigón.
- Técnicas de Control del hormigón.
- Ciclo de Vida de materiales.

Igualmente interesa a la Comisión de Materiales la traducción de documentos o textos contrastados producidos en ámbitos internacionales y, especialmente, los producidos en la Federación Internacional del Hormigón (fib).

3. Modelos de actuación de la Comisión

En cuanto al formato del funcionamiento de la Comisión es de interés resaltar la creación de un foro de expertos para el debate de calidad sobre la actualidad relacionada con los materiales. Esto es facilitado por el hecho de que los propios componentes de la Comisión tienen res-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ponsabilidades profesionales relevantes relacionadas con el hormigón estructural. Por otra parte, se da un enfoque fuertemente práctico y divulgativo a la mayoría de los documentos elaborados. Se trata de trasladar hacia los técnicos interesados tanto los debates técnicos más interesantes como los conocimientos consolidados en un formato claro y útil. Los debates permiten, además, una actualización de datos respecto de la actividad investigadora, normativa, industrial o sobre la calidad de los materiales, aportada por los propios miembros desde su especialidad profesional. En este sentido tiene un alto interés el seguimiento del impacto técnico de los reglamentos en el sector.

En resumen, los diferentes trabajos se enmarcarán, en cada caso, dentro de los siguientes contextos:

a) Divulgación Técnica: Elaboración de documentos técnicos de carácter básicamente divulgativo sobre temas novedosos, especialmente cuando éstos tengan repercusiones reglamentarias.

b) Debate: Prospección e identificación de nuevos temas que puedan ser objeto de ulterior estudio en función de su interés técnico. En su caso, desarrollo de algunos de dichos temas mediante estudios específicos, y elaboración de monografías técnicas específicas.

c) Documentación: Elaboración y puesta en marcha de un sistema de seguimiento documental e información técnica sobre los temas relativos a la Comisión.

d) Difusión: Propuestas al Comité de Eventos para la organización de Jornadas de presentación de monografías o difusión de temas relativos a la Comisión.

4. Grupos de trabajo actualmente en marcha

En la actualidad, la Comisión tiene tres Grupos de Trabajo, cuyas características más notables son las que a continuación se detallan:

- **Grupo de trabajo GT2/1 "Armaduras activas". (Coordinador: D. José Quereda Laviña)**

  Este grupo coordinado por José Quereda Laviña, responsable de IECA CENTRO, tienen por objeto elaborar una monografía para la justificación y difusión de las especificaciones de la EHE sobre las armaduras activas. El contenido se ocupará de los materiales y sus propiedades mecánicas, así como de los sistemas de pretensado y el control de unos y otros. Este grupo va a estar formado por representantes de los fabricantes, centros de investigación, universidad, sistemas patentados, proyectistas, usuarios, empresas de control y la asociación del sector (Calidad Siderúrgica).

  La previsión es que el Grupo pudiera preparar un documento final de sus trabajos el último trimestre del año 2001.

- **Grupo de trabajo GT2/2 "manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero". (Coordinador: D. Manuel Fernández Cánovas)**

  Este grupo, coordinado por Manuel Fernández Cánovas, catedrático de Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, ha estado trabajando hasta producir un manual completo sobre refuerzo con fibras de acero, que fue aprobado por la Comisión el pasado día 11 de noviembre y será presentado al Comité de Coordinación al próximo días 24 de enero del año 2000. El texto ha sido considerado de gran interés por los expertos consultados y viene a cubrir la laguna informativa sobre la tecnología de refuerzo con fibras. Su contenido se adapta a los presupuestos de formato divulgativo y claro, para su fácil aplicación por los técnicos interesados. Se ocupa de todos los aspectos de interés: desde los componentes hasta las aplicaciones, pasando por la dosificación, propiedades del hormigón fresco, fabricación, propiedades del hormigón endurecido, el control y la durabilidad.

- **Grupo de trabajo GT2/3 "Aditivos". (Coordinador: D. Ravindra Gettu)**

  Este grupo, coordinado por Ravindra Gettu, director del Laboratorio de Tecnología Estructural de la Universidad Politécnica de Catalunya, se va a ocupar de la elaboración de una monografía sobre todas las especialidades químicas relacionadas con el hormigón estructural que aparecen definidas en la norma UNE EN 934-2:98. Esta tarea tiene un gran interés para facilitar el empleo de los aditivos en la construcción de estructuras, al proporcionar información rigurosa sobre su efecto en los hormigones, según sea el propósito de quien lo prescriba. Está pensado para proporcionar a los técnicos criterios rigurosos en un formato claro y con un decidido propósito divulgativo.

  El grupo se compone de 27 miembros que provienen de la industria suministradora, la universidad y los centros de investigación interesados.

  La fecha prevista para finalizar los trabajos es el segundo trimestre del año 2001.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 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 ☐ Personal ☐ Colectivo ☐ Protector ☐ Patrocinador

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 27/11/2025

GRANDES OBRAS DE HORMIGÓN EN ESPAÑA
Edición Abril 2000

Esta es la segunda edición de una publicación periódica iniciada en el año 1997 por el Instituto Español de Cemento y sus Aplicaciones "IECA", con el objetivo re reunir las realizaciones más singulares llevadas a cabo en nuestro país con hormigón. Por lo general, este tipo de obras es objeto de numerosos artículos y monografías, dando lugar a un gran caudal de información, sin embargo muy dispersa y heterogénea. Esta publicación se constituye, pues, como una tribuna abierta desde la que tanto empresas como proyectistas puedan exponer sus principales realizaciones, presentando las mismas con un tratamiento uniforme.

En este segundo número se exponen las características de 25 obras: siete corresponden a puentes y viaductos, seis a puertos, dos a aeropuertos, cuatro a obras hidráulicas, dos a obras subterráneas y cuatro a edificación, cuya selección se ha hecho en base a las propuestas enviadas por una serie de empresas constructoras que manifestaron su interés en participar en esta publicación.

La información de cada una de las obras se ha desarrollado en base al siguiente esquema:

- descripción general del proyecto,
- características básicas del diseño y la construcción.
- datos y descripción de la obra,
- unidades fundamentales,
- descripción general del proceso constructivo,
- dosificación de los hormigones utilizados, y
- programa de trabajos.

Se han elegido para este segundo número obras ejecutadas entre los años 1991 y 1999. Se pretende publicar las siguientes con una periodicidad bienal, a fin de poder seguir presentando las nuevas incorporaciones al gran patrimonio español de obras de hormigón.

Autores: Varios

Título: Grandes Obras de Hormigón en España – Edición Abril 2000

Edita: IECA

P.V.P.: 3.420 (IVA incluido) + gastos de envío

Los interesados en dicha publicación deberán dirigirse a:

IECA
C/José Abascal, 53, - 2.º
28003 Madrid
Teléfono: 91 442 93 11
Fax: 91 442 72 94
e-mail: direccion@ieca.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.–Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.–Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Aribau, 192 - 198, 3.º B. 08036 Barcelona.

DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).–Calvo Sotelo, 15, 1º-1ª. 26003 Logroño.

DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.–Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERÍA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

FERROVIAL, S.A.–Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).

FREYSSINET, S.A.–General Perón, 24. 28020 Madrid.

FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.–ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.

HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).–Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.

HUARTE, S.A.–Oficina Técnica.–C/Gobelas, 35-37. 28023 El Plantío (Madrid).

IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.–Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).–Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.

MECANOGUMBA, S.A.–Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

MEKANO-4, S.A.–Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.–Ava. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja, 28108 Alcobendas (Madrid).

PACADAR, S.A.–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Apartado 138. 36600. Villagarcía de Arosa (Pontevedra).

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.–Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.–Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).–Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.

SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.–Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.–Velázquez, 105. 28006 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.–Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.

TREFILERÍAS QUIJANO, S.A.–Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

VSL IBÉRICA, S.A.–Aribau, 192 - 198, 3.º B. 08036 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

ache
GEHO - ATEP
Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid. Tlf. y fax: 91 766 07 03 ♦ **N.I.F.:** G-28813442
Secretaría Técnica: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n. 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025